

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**CONCEPTION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS HYBRIDES ET
MONOLITHIQUES UTILISANT DES BÉTONS À HAUTE ET
ULTRA-HAUTE PERFORMANCE**

FRANÇOIS DUCHESNEAU

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS HYBRIDES ET MONOLITHIQUES
UTILISANT DES BÉTONS À HAUTE ET ULTRA-HAUTE PERFORMANCE

présenté par : DUCHESNEAU François

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., présidente

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MORIN Richard, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Je voudrais d’abord remercier mon directeur de recherche, le professeur Jean-Philippe Charron, qui a été présent de façon exemplaire tout au long du projet de maîtrise. Ses conseils, réflexions et enseignements m’auront permis de mener à bien mon projet, tout en acquérant des connaissances connexes qui me serviront tout au long de ma carrière. Je tiens également à remercier mon codirecteur, le professeur Bruno Massicotte, pour ses précieux avis techniques dans chacune des phases de développement du projet. Il m’aurait de plus été impossible de continuer mes études graduées sans le support financier apporté par mes deux directeurs de recherche.

Je tiens à remercier l’entreprise Béton Brunet pour avoir mis à ma disposition les ressources nécessaires à la fabrication et au transport des parapets, en plus de leur expertise pour la fabrication des moules et des parapets. Je remercie également Ville de Montréal pour le soutien financier et technique nécessaire à la réalisation du projet.

Ce projet n’aurait pas été rendu possible sans la grande collaboration du personnel de laboratoire de structures de l’École Polytechnique de Montréal. Je tiens particulièrement à remercier Cédric Androuët pour sa disponibilité, son expertise technique au niveau des mélanges de béton et ses nombreuses suggestions qui m’ont permis d’avancer dans la bonne direction tout au long du projet. Je veux aussi remercier les trois stagiaires ayant participé à mon projet, Laure Mendes, Pascal Gratton et Antoine Benedetti. Leur aide au laboratoire a été exceptionnelle.

Je veux remercier tous mes amis qui m’ont supporté dans mon cheminement universitaire, principalement Maléna Bastien-Masse pour sa présence et son amitié inconditionnelle. Je remercie également Jonathan Rozon, Patrick Théorêt, Pierre-Marc Rondeau, Émilie Asselin-Mercier et Clélia Desmestre pour leur présence et leur amitié depuis le tout début de mon cheminement universitaire. Une pensée spéciale pour les membres de l’équipe du Canoë de béton qui m’ont permis de vivre 5 années de folles compétitions universitaires de haut niveau.

Finalement, tout cela n’aurait pas été possible sans le support inconditionnel de mes parents et de mes frères qui m’ont toujours supporté dans mon cheminement scolaire et personnel.

RÉSUMÉ

Au Canada, les parapets de ponts sont dans la majorité des cas fabriqués en chantier. Ce type de fabrication permet d'obtenir des parapets avec une très bonne résistance mécanique, mais au prix d'un temps de pose élevé et d'une durabilité limitée. En effet, à cause de la grande rigidité de la dalle, le retrait restreint du béton des parapets cause une fissuration précoce, augmentant la pénétration des sels de déglçage et les effets des cycles gel-dégel. La solution proposée dans ce projet réside dans l'utilisation de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres (BRF) offrant une résistance mécanique et une durabilité largement supérieure au béton ordinaire (BO). L'utilisation de parapets préfabriqués permet d'éliminer le retrait restreint causant la fissuration précoce des parapets coulés en chantier. De plus, l'utilisation de parapets préfabriqués minimise grandement le temps de construction des parapets et les coûts associés aux fermetures de ponts.

Ce projet avait pour objectif la conception d'un type de parapet préfabriqué monolithique et d'un type de parapet préfabriqué hybride, composé d'un cœur en BO et d'une coque en béton fibré ultra-haute performance (BRF120MPa-4%). Ce nouveau type de parapet permet à la fois de profiter des qualités exceptionnelles du BRF120MPa-4% en plus de minimiser les coûts de fabrication comparativement à un parapet monolithique. Le deuxième objectif du projet concernait la conception d'un nouveau type d'ancrage permettant l'installation de parapets préfabriqués sur des dalles de pont nouvelles ou existantes. Un concept d'ancrage avec barres en U et goujons a été proposé.

La performance des parapets a été validée par une série d'essais statiques et dynamiques sur des parapets de dimensions réelles. Ces essais ont démontré que les parapets préfabriqués répondaient aux critères de la norme canadienne (CSA-S6, 2006) en plus de montrer un endommagement limité lors des essais dynamiques. Les modèles en éléments finis développés ont adéquatement reproduit le comportement et la résistance des parapets préfabriqués. Cela a permis d'effectuer des études paramétriques amenant à des recommandations en termes de conception et d'installation des parapets.

Ce mémoire présente donc le dimensionnement des parapets préfabriqués et des types d'ancrage, les résultats des essais de chargement statiques et dynamiques ainsi que les études paramétriques

expérimentales et numériques effectuées. Enfin, il résume les principales conclusions et les recommandations obtenues sur les parapets préfabriqués hybrides et monolithiques.

ABSTRACT

In Canada, concrete bridge parapets are normally built on site. This method construction offers good performance in terms of impact resistance, but it also presents several drawbacks. The construction sequence is highly time-consuming consist of the installation of the formwork, the concrete casting and a minimum curing time. Moreover these elements are exposed to rigorous environmental conditions such as freeze- thaw cycles and severe exposition to de-icing salts, which accelerate the degradation of concrete structures. These two factors of degradation are amplified by the early-age cracking due to restrained shrinkage. The proposed solution to the previous problem is the use of precast parapets using fibers reinforced concrete (FRC). FRC offers a superior mechanical resistance and durability compared to normal and high strength concrete. The use of precast parapets allows a quick installation on the job site and eliminates the early-age cracking due to restrained shrinkage.

This research project focuses on the design of two new types of precast concrete parapets. The first is a monolithic parapet composed freeze-thaw resistant FRC. The second is a hybrid parapet composed of a high tensile strength FRC shell paired with a plain concrete core. This design takes advantage of the outstanding properties of FRC120MPa-4%, and minimizes the cost. In addition, a new anchorage system using U-shape rebars and studs was developed to repair the precast parapets to both new and existing bridges.

The mechanical performance of the parapet was validated with both static and dynamic test on full-scale specimens. These tests showed that both of the parapet designs met the design criteria of the Canadian Bridges Code (CSA-S6, 2006). Moreover, the parapets showed little or no sign of damage after dynamic impact tests. A finite elements numerical model (FEM) was then developed, which accurately reproduced the overall behavior of the precast parapets subjected to static loading. After validating the model, a parametric study on the material and interface property and on the shape of the parapets was performed.

This thesis presents the design of the parapets, design of the anchorage system, the results of the static and dynamic load tests, and the results of the parametric study on both FEM and experimental parapets. Finally, it presents the conclusions and the recommendations concerning the monolithic and hybrid precast parapets.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT.....	vi
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS	xiv
LISTE DES ANNEXES.....	xvi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	2
1.3 Méthodologie.....	3
1.3.1 Hypothèse de conception.....	3
1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis.....	3
1.3.3 Essais expérimentaux	3
1.4 Organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 Introduction	5
2.2 Revue des normes de conception des parapets.....	5
2.2.1 Guide specification for bridge railings	5
2.2.2 NCHRP report 350 et AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007	9
2.2.3 AASHTO 2007	9
2.2.4 Essais d'impact	10

2.2.5	Norme Canadienne CSA/CAN S6-06 (2006) et québécoise (MTQ, 2010)	13
2.3	Ancrage des parapets	16
2.3.1	Parapets coulés en place	16
2.3.2	Parapets préfabriqués	20
2.3.3	Perspectives	24
2.4	Conclusions	24
 CHAPITRE 3 ARTICLE SOUMIS: “MONOLITHIC AND HYBRID PRECAST BRIDGE PARAPETS IN HIGH AND ULTRA-HIGH PERFORMANCE FIBRE REINFORCED CONCRETES”		
3.1	Abstract	25
3.2	Introduction	25
3.3	Experimental program	27
3.3.1	Design of precast parapet	27
3.3.2	Experimental procedure.....	31
3.3.3	Results	33
3.4	Numerical modeling	34
3.4.1	Finite element model	34
3.4.2	Validation results	37
3.4.3	Parametric study.....	39
3.5	Discussion	42
3.5.1	Experimental results	42
3.5.2	Numerical results	43
3.6	Conclusions	46
3.7	Acknowledgements.....	47
3.8	References	47
 CHAPITRE 4 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES ET DISCUSSION GÉNÉRALE		
		50

4.1	Fabrication et mise en place des parapets	50
4.1.1	Dalles d'ancrage.....	51
4.1.2	Parapet BRF70MPa-1.5%	51
4.1.3	Fabrication des parapets hybrides BRF120MPa-4%	54
4.1.4	Mise en place des parapets	57
4.1.5	Instrumentation	63
4.1.6	Application de la charge.....	66
4.2	Étude paramétrique expérimentale	68
4.2.1	Interface de la niche	68
4.2.2	Influence de la résistance à la fissuration du mortier de la niche	71
4.3	Essais dynamiques	73
4.3.1	Description des essais dynamiques	73
4.3.2	Résultats.....	76
4.4	Analyse des coûts des parapets.....	83
4.5	Discussion générale	86
4.5.1	Étude paramétrique expérimentale.....	86
4.5.2	Essais dynamiques	88
4.5.3	Analyse des coûts des parapets	90
4.6	Conclusions	91
CHAPITRE 5	RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS.....	93
5.1	Rappel des objectifs	93
5.2	Conclusions	93
5.3	Recommandations.....	95
BIBLIOGRAPHIE	99
ANNEXES	102

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 — Design standard de parapet PL2/TL4 (MTQ, 2010)	17
Figure 2-2 — Design standard du parapet type TXDOT T501 (Williams, Butch, and Menges, 2007)	18
Figure 2-3 – Mode de rupture pour les parapets continus coulés en place (Williams, Butch, and Menges, 2007)	18
Figure 2-4 - Ancrage pour la réparation d'un parapet TxDoT501 (Williams, Butch, and Menges, 2007).	20
Figure 2-5 - Ancrage par post-tension avec barres à 55 degrés (Mitchell et al., 2006).	21
Figure 2-6 - Ancrage par post-tension et tirant dans le parapet (Niamba, 2009).....	22
Figure 2-7 - Ancrage par boulons (Ngan, Août 2008)	23
Figure 3-1 - Parapet drawings, a) Cast-in-place (QMT 2010), b) FRC70MPa-1.5% parapet, c) hybrid FRC120MPa-4%	27
Figure 3-2 - Anchorage systems, a) Recess dimensions, b) U-shape rebar connection, c) stud rebar connection	29
Figure 3-3 - Test setup.....	32
Figure 3-4 - Experimental mechanical behavior of parapets, a) horizontal displacement, b) vertical displacement	34
Figure 3-5 - Numerical model, hybrid FRC120MPa-4% parapet.....	36
Figure 3-6 - Material tensile behavior, a) pre-peak behavior, b) post-peak behavior	36
Figure 3-7 - Interfaces properties, a) schema, b) properties studied	37
Figure 3-8 - Experimental and numerical mechanical behavior of parapets, a) horizontal displacement, b) vertical displacement	38
Figure 3-9 - Experimental and numerical crack pattern, a) hybrid FRC120MPa-4% parapet, b) FRC70MPa-1.5% parapet	38
Figure 3-10 - Influence of the interface properties, a) Numerical results, b) Properties studied...	39
Figure 3-11 - Influence of the shear key on the mechanical behavior of the hybrid parapet	40
Figure 3-12 - Influence of the core properties, a) Numerical results, b) Properties studied	41
Figure 3-13 - Influence of the grout properties, a) Numerical results, b) Properties studied	42
Figure 4-1 - Schéma du montage expérimental	50
Figure 4-2- Alignement des ancrages en U	51

Figure 4-3 – Installation des armatures a) Fente dans la niche b) Mousse d’étanchéité et espaceur	52
Figure 4-4 - Spécimens de caractérisation du béton	53
Figure 4-5 - Surface à granulats exposés de la niche	54
Figure 4-6 - Moule pour la fabrication du cœur en BO40MPa du parapet hybride.....	55
Figure 4-7 - Obtention d'une surface à granulats exposés, cœur de BO40MPa	55
Figure 4-8 - Coulé du BRF120MPa-4% de la coque du parapet hybride.....	56
Figure 4-9 - Montage expérimental pour les essais statistiques et dynamiques	57
Figure 4-10 - Mise en place de la dalle de retenue.....	58
Figure 4-11 - Dalle d’ancrage avec barres d’armatures en U	59
Figure 4-12 - Dalle d’ancrage avec goujons	60
Figure 4-13 – Étapes de mise en place des goujons	60
Figure 4-14 – Mise en place du parapet sur la dalle d’ancrage a) coulée du mortier sur la dalle d'ancrage b) positionnement du parapet.....	61
Figure 4-15 Injection du mortier a) Injection de la niche du parapet b) Tuyau d’évacuation de l’air c) injection de l’interstice entre les dalles d'ancrage et de retenue	63
Figure 4-16 - Vue de face de l'instrumentation.....	64
Figure 4-17 - Installation des capteurs P1 et P2.....	65
Figure 4-18 - Schéma de l’extrémité du vérin a) Essai statistique b) Essai dynamique.....	67
Figure 4-19 – Extrémité du vérin pour les essais dynamiques	67
Figure 4-20 –Niche du parapet BRF50MPa-1% avec surface lisse a) Avant le remplissage b) à la rupture c) au démontage.....	69
Figure 4-21 - Rupture du parapet BRF50MPa-1% avec surface de niche préparé au jet de sable.....	70
Figure 4-22 – Influence de la qualité de l’interface, parapet BRF50MPa-1	71
Figure 4-23 – Influence de la résistance à la fissuration du mortier de la niche, parapets en BRF50-1% a) Mortier sans fibre b) Mortier avec fibres, 1% volumique	72
Figure 4-24 – Comparaisons des courbes force-déplacement pour deux parapets BRF50MPa-1%-SA avec niche fibré et non-fibré.	73
Figure 4-25 – Système de coordonnées pour le véhicule et le parapet (Jian and al., 2004).....	74
Figure 4-26 –Charges dynamiques appliquées à chacun des parapets	75

Figure 4-27 – Signaux de contrôle de l'écrasement des ressorts pour l'obtention des quatre niveaux de charge dynamique appliqués à chacun des parapets	76
Figure 4-28 - Chargements dynamiques réels appliqués au parapet BRF70MPa-1.5%	77
Figure 4-29 — Courbes force-déplacement du parapet BRF70MPa-1.5% pour différents niveaux de chargements dynamiques.....	78
Figure 4-30 – Comportement mécanique du parapet BRF70MPa-1.5% pour différents types de chargements.....	79
Figure 4-31 — Fissuration des parapets BRF70MPa-1.5% à la rupture a) Statique post-dynamique b) Statique	79
Figure 4-32 - Chargements dynamiques réels appliqués au parapet hybride	80
Figure 4-33 – Courbes force-déplacement du parapet hybride pour différents niveaux de chargements dynamiques	81
Figure 4-34- Comportement mécanique du parapet hybride pour différents types de chargements	82
Figure 4-35- Fissuration des parapets hybrides à la rupture a) Statique post-dynamique b) Statique	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 - Exemple de tableau de sélection du niveau de performance (AASHTO, 1989).....	6
Tableau 2-2- Vitesse et accélération des passagers suite à l'impact	7
Tableau 2-3 - Critères pour les essais d'impact en fonction du niveau de performance (AASHTO, 1989)	8
Tableau 2-4 - Charges de conception pour les parapets (AASHTO, 1989)	8
Tableau 2-5- Résultats des essais d'impact pour le niveau PL2, extrait de (Jian and al., 2004).....	9
Tableau 2-6 - Équivalence entre les niveaux de performance et les essais, tiré de (State of Louisiana, 2006)	10
Tableau 2-7 - Propriété des véhicules légers de référence pour les essais d'impact, tirée de NCHRP (1993)	11
Tableau 2-8 - Niveau d'essais d'impact pour les parapets (AASHTO 2007)	12
Tableau 2-9 - Charges de conception pour les parapets (AASHTO , 2007)	13
Tableau 2-10 - Exemple de tableau de sélection du niveau de performance, tiré de l'article 12.4.3.2.4 CSA-S6 (2006).....	14
Tableau 2-11 - Charges sur les dispositifs de retenue, tiré de l'article 3.8.8.1 de CSA-S6 (2006)	15
Tableau 2-12 – Charges de conception statiques et dynamiques pour les parapets PL-2	16
Tableau 3-1 - Composition of concretes.....	31
Tableau 3-2 - Mechanical property of concretes.....	31
Tableau 4-1 – Identification des capteurs.....	64
Tableau 4-2 – Coûts des différents types de béton.....	84
Tableau 4-3- Estimation des coûts d'armature et de manutention pour les parapets préfabriqués.... ..	84
Tableau 4-4 : Rendement global des différents parapets.....	86
Tableau 4-5 - Résistance des parapets à différents types de chargements	90

LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

- AASHTO American Association of State Highway Transportation Official
- ASTM American Society for Testing and Materials
- BHP Béton à Haute Performance
- BO Béton Ordinaire
- BRF Béton Renforcé de Fibres
- CSA Canadian Standard Association
- DJMA Débit Journalier Moyen Annuel
- LVDT Linear Variable Differential Transformer
- MTQ Ministère des transports du Québec
- NHTSA National Highway Traffic Safety Administration
- PL-x Parapet de niveau de performance de $x = 1@3$
- TL-x Parapet de niveau de essais de $x = 1@6$

LISTE DES SYMBOLES LATINS

- μ Coefficient de friction
- ν Coefficient de Poisson

LISTE DES SYMBOLES LATINS

- c Coefficient de cohésion de l'interface
- E_c Module d'élasticité du béton
- f'_c Contrainte de compression dans le béton
- f'_t Contrainte de traction dans le béton
- f_y Contrainte élastique de l'acier
- f_u Contrainte ultime de l'acier
- g_f Énergie de fissuration
- k_c Coefficient de courbure de la route
- k_h Coefficient relatif au type de route

- k_g Coefficient de pente de la route
- k_s Coefficient de hauteur du tablier
- k_{nn} Rigidité normal de l'interface
- k_{tt} Rigidité tangentiel de l'interface
- L_{ch} Longueur caractéristique en traction

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	PLAN DES PARAPETS	102
ANNEXE B	PROCÉDURE D’ESSAIS ET PLAN D’INSTRUMENTATION.....	113
ANNEXE C	INFORMATION COMPLÉMENTAIRE POUR MODÈLE D’ÉLÉMENTS FINIS	119

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Les parapets de béton ont comme principale fonction de rediriger les véhicules lors d'accidents sur les ouvrages d'art. Leur résistance doit donc être assez élevée pour reprendre les charges d'impact des véhicules de différentes masses et roulant à différentes vitesses. Le code canadien de conception des ponts routiers (CSA-S6, 2006) régleme nte la conception des parapets. Les recommandations du code se limitent uniquement aux parapets fabriqués en chantier, soit coulés en place.

L'utilisation de parapets continus coulés en chantier pour les ponts permet d'obtenir des parapets avec une très bonne résistance mécanique, mais avec une durabilité limitée. Tout au long de leur vie utile, les parapets sont soumis à plusieurs facteurs d'endommagement réduisant leur efficacité à réaliser leur rôle de protection des utilisateurs de la route. En plus des impacts de véhicule, les parapets sont soumis à l'effet des sels déglacant et aux cycles de gel-dégel.

Lors de la réparation des parapets, l'apparition d'une fissuration précoce diminue grandement la durabilité des parapets coulés en place. Pour les nouvelles constructions, il est possible de permettre aux parapets et à la dalle d'effectuer leur retrait de séchage en même temps en coordonnant adéquatement les coulées de béton et en appliquant une cure humide à l'ouvrage. Par contre, pour les réparations de parapet, puisque le retrait de la dalle s'est effectué il y a plusieurs années, le retrait du béton du parapet coulé en place est empêché par la grande rigidité de la dalle. Il en résulte une fissuration précoce causée par les contraintes de traction induite par le retrait restreint. La fissuration précoce des parapets augmente la pénétration des sels de déglacant, ce qui conduit à la corrosion des armatures et à l'écaillage dû aux cycles gel-dégel (Cusson and Repette, 2000, Haluk and Attanayaka, 2004).

En plus de présenter des problèmes en termes de durabilité, les parapets coulés en chantier exigent un temps de réalisation relativement grand. En effet, le temps d'installation des coffrages et des armatures et la période de murissement du béton entraînent des délais dans la construction des nouveaux ponts et des fermetures prolongées lors de réhabilitation de structures existantes.

La solution proposée pour pallier à ces différentes problématiques réside dans l'utilisation de parapets préfabriqués en béton renforcé de fibres (BRF). Les BRF offrent une résistance mécanique et une ductilité de beaucoup supérieure au béton ordinaire (BO) et au béton haute-performance (BHP). De plus, les BRF ont la capacité de minimiser les ouvertures de fissures sous charges et donc de réduire l'endommagement causé par les conditions d'expositions sévère (sels déverglaçants, gel, abrasion, etc). L'utilisation de parapets préfabriqués permet d'éliminer le retrait restreint causant la fissuration précoce des parapets coulés sur chantier et d'augmenter la durabilité des parapets tout en minimisant le temps de construction. Dans le contexte canadien, où la période de temps disponible pour la construction de structure extérieure est grandement réduite à cause de la saison hivernale, tout délai de construction engendre des coûts supplémentaires aux gestionnaires de structures. Les longs délais associés à la réalisation de parapets coulés en place se traduisent par une hausse des impacts sociaux et des coûts liés aux mesures de contrôle et d'atténuation du trafic lors de travaux routiers, surtout dans les secteurs où la densité de circulation est élevée.

1.2 Objectifs

Le projet consiste à proposer un dimensionnement optimisé pour des parapets préfabriqués en BRF et un nouveau type d'ancrage pour pallier aux différentes problématiques de durabilité et de temps de construction exposées précédemment.

Plus spécifiquement, un parapet préfabriqué monolithique, c'est-à-dire utilisant un seul type de BRF sera proposé. De plus un tout nouveau type de parapet préfabriqué hybride, regroupant un cœur en BO et une coque en BRF120MPa-4% sera conçu. L'ancrage développé devra corriger les défauts observés pour l'ancrage utilisé dans le cadre du projet de Niamba (2009) et les ancrages boulonnés. Le nouveau type d'ancrage devra pouvoir être adapté pour l'installation de parapets préfabriqués sur des dalles de pont nouvelles ou existantes. Le développement des différents types de parapets devra se faire dans l'optique de minimiser les coûts directs en matériaux en plus de minimiser le temps de pose.

Le projet a également pour but de tester expérimentalement les parapets et leurs ancrages à l'aide d'essais statiques et dynamiques. Les parapets devront offrir une résistance mécanique adéquate et répondre aux exigences de la norme (CSA-S6, 2006).

Ce projet de recherche s'inscrit dans la continuité des projets sur la conception et l'optimisation de parapets préfabriqués de pont par Braike (2007) et Niamba (2009).

1.3 Méthodologie

1.3.1 Hypothèse de conception

Pour pallier aux problèmes de durabilité et de temps de construction des parapets coulés en place, l'utilisation de parapets préfabriqués en béton renforcé de fibres d'acier (BRF) est proposée. Trois types de BRF, ont été utilisés, soit le BRF 50 MPa avec 1 % de fibres d'acier (BRF50MPa-1%), le BRF 70 MPa avec 1.5 % de fibres (BRF70-1.5%) et le béton fibré à ultra-haute performance 120 MPa avec 4 % de fibres d'acier (BRF120MPa-4%). Le nouvel ancrage des parapets préfabriqués accélérera la mise en place des parapets et sera applicable pour une dalle nouvelle ou existante.

1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis

Les différents parapets conçus dans le cadre de ce projet ont été dimensionnés à l'aide d'un logiciel de calcul non linéaire. Le logiciel retenu est Atena 3 D v4 (Červenka, 2009), un logiciel spécialisé dans le calcul non linéaire des structures en béton. La conception des parapets préfabriqués s'est faite à partir du parapet continu de type 201 du Ministère des Transports du Québec (MTQ, 2010) (Figure 3-1). Les parapets préfabriqués ont été optimisés en modifiant leur épaisseur, la quantité d'armature utilisée et, dans le cas du parapet hybride, l'épaisseur de la coque de BRF120MPa-4%.

Les modélisations numériques ont été validées par des essais expérimentaux. Ceci a ensuite permis d'effectuer une étude paramétrique numérique. Les propriétés des matériaux, d'interface ainsi que la géométrie des parapets ont été modifiées pour déterminer leur influence sur le comportement globale des parapets et sur leur résistance mécanique.

1.3.3 Essais expérimentaux

La performance des parapets a été évaluée par une série d'essais statiques et dynamiques sur des parapets de dimensions réelles. Les parapets de 2 m ont été fabriqués chez Béton Brunet puis installés au laboratoire de structure de l'École Polytechnique de Montréal en utilisant la nouvelle technique d'ancrage développée dans le cadre de ce projet. Le montage expérimental développé

par Niamba (2009) a été modifié pour permettre l'utilisation du nouvel ancrage et pour améliorer la procédure de chargement lors des essais.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en 5 chapitres. Outre le chapitre 1 faisant l'introduction du projet, le chapitre 2 présente en une revue de la documentation les différentes normes couvrant la conception des parapets en Amérique du Nord ainsi que les divers types d'ancrage existant pour les parapets coulés en place et pour les parapets préfabriqués. Le chapitre 3 est composé de l'article soumis à la Revue Canadienne de Génie civil (RCGC). Cet article comprend des sections sur la conception des parapets préfabriqués monolithique et hybride, sur les essais expérimentaux statiques ainsi que sur les études paramétriques effectuées. Le chapitre 4 couvre les aspects de la recherche qui n'ont pu être abordés en détail dans l'article soumis à la RCGC, soit la description complète de la fabrication des parapets, l'étude paramétrique expérimentale, les résultats des essais dynamiques et une étude économique. Finalement, le chapitre 5 résume les différentes conclusions et recommandations faites à la suite de ce projet de recherche.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Au cours des années, de nombreuses normes ont été élaborées pour baliser la conception des parapets qui assurent la sécurité des utilisateurs de la route. Ces normes s'intéressent à plusieurs aspects de la conception, entre autres la capacité à rediriger les véhicules, les essais d'impact (crash test) et la résistance structurale des parapets. Dans le cadre de cette revue de la documentation, l'évolution de la norme américaine sera étudiée en plus des normes canadiennes et québécoises actuellement en vigueur. L'emphasis sera mise sur la résistance des parapets à l'impact de véhicules légers (voitures et camionnettes).

La résistance des parapets étant grandement liée à la résistance de leur ancrage, ce détail de construction est très important. Avec l'arrivée récente de parapets préfabriqués permanents pour les ponts, des nouvelles techniques d'ancrage des parapets à la dalle de pont ont été proposées. Une revue des techniques d'ancrage pour les parapets coulés en place, puis pour les parapets préfabriqués sera également effectuée.

2.2 Revue des normes de conception des parapets

2.2.1 Guide specification for bridge railings

Le Guide de spécification AASHTO (1989) pour les parapets a été publié en 1989 comme alternative au chapitre sur les parapets de la 14^e Édition du *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge* (1988). Deux nouveautés majeures sont incluses dans ce rapport, soit l'apparition d'un système de classification des parapets en fonction du site (types de véhicules, débit journalier, etc.) et l'exigence que les systèmes de retenue subissent des essais d'impact pour confirmer leur comportement structurale.

2.2.1.1 *Classification des parapets*

Dans AASHTO (1989), les parapets sont classés en trois niveaux de performance (PL-1 à PL-3). La sélection du niveau de performance est effectuée à partir d'une liste de tableaux, comme le Tableau 2-1, qui regroupe plusieurs critères, soit la vitesse de conception de la route, le pourcentage de camions lourds circulant sur la route et le type d'autoroute. La valeur du débit journalier moyen (Average daily traffic - ADT) est déterminée par l'équation 2-1 où K_c un

coefficient de courbure, K_g un coefficient de pente et K_s un coefficient de hauteur du tablier. Dans tous les cas, la sélection du niveau de performance à l'aide de tableaux est limitée aux ponts avec un débit journalier de moins de 10 000 véhicules par voie de circulation.

$$\text{Adjusted ADT} = K_C K_g K_s * (\text{estimated construction year ADT}) \quad (2-1)$$

Tableau 2-1 - Exemple de tableau de sélection du niveau de performance (AASHTO, 1989).

Site Characteristics			Adjusted ADT Ranges for Bridge Railing Performance Levels (10 ³ vpd)								
			Highway Type								
			Divided (or Undivided with 5 or more Lanes)			Undivided with 4 Lanes or Less			One Way		
DESIGN SPEED (mph)	PERCENT TRUCKS	BRIDGE RAIL OFFSET (ft)	PERFORMANCE LEVEL			PERFORMANCE LEVEL			PERFORMANCE LEVEL		
			PL-1	PL-2	PL-3	PL-1	PL-2	PL-3	PL-1	PL-2	PL-3
30	0	0-3	0 to 151.0	to ∞		0 to 144.3	to ∞		0 to 75.5	to ∞	
30	0	3-7	0 to 283.2	to ∞		0 to 265.2	to ∞		0 to 141.6	to ∞	
30	0	7-12	0 to ∞			0 to ∞			0 to 316.1	to ∞	
30	0	>12	0 to ∞			0 to ∞			0 to ∞		
30	5	0-3	0 to 56.6	to ∞		0 to 48.0	to ∞		0 to 28.3	to 357.1	to ∞
30	5	3-7	0 to 90.4	to ∞		0 to 74.6	to ∞		0 to 45.2	to ∞	
30	5	7-12	0 to 148.3	to ∞		0 to 128.9	to ∞		0 to 74.2	to ∞	
30	5	>12	0 to 316.0	to ∞		0 to 277.9	to ∞		0 to 158.0	to ∞	
30	10	0-3	0 to 23.9	to 179.8	to ∞	0 to 19.3	to 147.9	to ∞	0 to 12.0	to 89.9	to ∞
30	10	3-7	0 to 36.5	to 258.3	to ∞	0 to 28.8	to 228.7	to ∞	0 to 18.3	to 129.2	to ∞
30	10	7-12	0 to 55.9	to 404.4	to ∞	0 to 46.5	to 364.6	to ∞	0 to 28.0	to 202.2	to ∞
30	10	>12	0 to 100.7	to ∞		0 to 84.6	to ∞		0 to 50.4	to 417.1	to ∞
30	15	0-3	0 to 15.1	to 102.9	to ∞	0 to 12.1	to 84.5	to ∞	0 to 7.6	to 51.5	to ∞
30	15	3-7	0 to 22.8	to 146.6	to ∞	0 to 17.9	to 129.2	to ∞	0 to 11.4	to 73.3	to ∞
30	15	7-12	0 to 34.4	to 228.5	to ∞	0 to 28.3	to 205.3	to ∞	0 to 17.2	to 114.3	to ∞
30	15	>12	0 to 59.9	to 472.0	to ∞	0 to 49.9	to 466.5	to ∞	0 to 30.0	to 236.0	to ∞
30	20	0-3	0 to 11.1	to 72.0	to ∞	0 to 8.8	to 59.1	to ∞	0 to 5.6	to 36.0	to ∞
30	20	3-7	0 to 16.6	to 102.4	to ∞	0 to 13.0	to 90.0	to ∞	0 to 8.3	to 51.2	to ∞
30	20	7-12	0 to 24.9	to 159.2	to ∞	0 to 20.4	to 142.9	to ∞	0 to 12.5	to 79.6	to ∞
30	20	>12	0 to 42.6	to 329.1	to ∞	0 to 35.4	to 325.2	to ∞	0 to 21.3	to 164.6	to ∞
30	25	0-3	0 to 8.7	to 55.4	to ∞	0 to 6.9	to 45.4	to ∞	0 to 4.4	to 27.7	to ∞
30	25	3-7	0 to 13.1	to 78.6	to ∞	0 to 10.2	to 69.1	to ∞	0 to 6.6	to 39.3	to ∞
30	25	7-12	0 to 19.5	to 122.2	to ∞	0 to 15.9	to 109.6	to ∞	0 to 9.8	to 61.1	to ∞
30	25	>12	0 to 33.1	to 252.6	to ∞	0 to 27.4	to 249.6	to ∞	0 to 16.6	to 126.3	to ∞
30	30	0-3	0 to 7.2	to 45.0	to ∞	0 to 5.7	to 36.9	to ∞	0 to 3.6	to 22.5	to ∞
30	30	3-7	0 to 10.8	to 63.8	to ∞	0 to 8.4	to 56.1	to ∞	0 to 5.4	to 31.9	to ∞
30	30	7-12	0 to 16.0	to 99.1	to ∞	0 to 13.1	to 88.8	to ∞	0 to 8.0	to 49.6	to ∞
30	30	>12	0 to 27.0	to 205.0	to ∞	0 to 22.4	to 202.5	to ∞	0 to 13.5	to 102.5	to ∞
30	35	0-3	0 to 6.1	to 37.9	to ∞	0 to 4.8	to 31.1	to ∞	0 to 3.1	to 19.0	to ∞
30	35	3-7	0 to 9.2	to 53.7	to ∞	0 to 7.1	to 47.2	to ∞	0 to 4.6	to 26.9	to ∞
30	35	7-12	0 to 13.6	to 83.4	to ∞	0 to 11.1	to 74.7	to ∞	0 to 6.8	to 41.7	to ∞
30	35	>12	0 to 22.8	to 172.5	to ∞	0 to 18.9	to 170.4	to ∞	0 to 11.4	to 86.3	to ∞
30	40	0-3	0 to 5.3	to 32.8	to ∞	0 to 4.2	to 26.8	to ∞	0 to 2.7	to 16.4	to ∞
30	40	3-7	0 to 8.0	to 46.4	to ∞	0 to 6.2	to 40.7	to ∞	0 to 4.0	to 23.2	to ∞
30	40	7-12	0 to 11.8	to 72.0	to ∞	0 to 9.6	to 64.5	to ∞	0 to 5.9	to 36.0	to ∞
30	40	>12	0 to 19.8	to 148.9	to ∞	0 to 16.3	to 147.1	to ∞	0 to 9.9	to 74.5	to ∞

See Notes at the end of the Table.

2.2.1.2 Essais d'impact

Les essais d'impact ont pour but d'évaluer le comportement structural des parapets. Les aspects considérés sont la pénétration du véhicule dans le parapet, la présence de débris suite à l'impact, l'intégrité de l'habitacle des véhicules, la possibilité de renversement du véhicule et la capacité de redirection du véhicule par le parapet. De plus, la vitesse d'impact des passagers contre

l'habitacle du véhicule et leur accélération dans les 10 millisecondes suivant le choc doivent être limitées aux valeurs du Tableau 2-2.

Tableau 2-2- Vitesse et accélération des passagers suite à l'impact

Direction	Vitesse (m/s)	Accélération (g)
Longitudinal	9.09	15
Latéral	7.57	15

En fonction du niveau de performance du parapet évalué, il est possible de déterminer quel véhicule doit être utilisé et dans quelles conditions doivent s'effectuer les essais d'impact. Le Tableau 2-3 indique les propriétés des véhicules (masse, hauteur du centre de masse, etc.), les vitesses et l'angle d'impact à utiliser lors des essais pour les niveaux de performance PL-1 à PL-3. Par exemple, pour un parapet de type PL-2, il est nécessaire de faire un test d'impact avec une petite voiture et une camionnette de masses respectives de 816 kg et 2248 kg à une vitesse de 96 km/h et un angle de 20 degrés. Pour un niveau PL-2, il est également nécessaire d'effectuer un essai d'impact avec un camion d'une masse de 8160 kg avec un angle de 15 degrés et une vitesse de 80 km/h. Les essais d'impact doivent être effectués en suivant les recommandations données dans le *National Cooperative Highway Research Program Report 230*. Les critères sont résumés au Tableau 2-3.

Tableau 2-3 - Critères pour les essais d'impact en fonction du niveau de performance (AASHTO, 1989)

SPECIFICATIONS					3
TABLE G2.7.1.3A Bridge Railing Performance Levels and Crash Test Criteria					
PERFORMANCE LEVELS	TEST SPEEDS—mph ^{1,2}				
	TEST VEHICLE DESCRIPTIONS AND IMPACT ANGLES				
	Small Automobile	Pickup Truck	Medium Single-Unit Truck	Van-Type Tractor-Trailer ⁴	
	W = 1.8 Kips A = 5.4' ± 0.1' B = 5.5' H _{cg} = 20" ± 1" θ = 20 deg.	W = 5.4 Kips A = 8.5' ± 0.1' B = 6.5' H _{cg} = 27" ± 1" θ = 20 deg.	W = 18.0 Kips A = 12.8' ± 0.2' B = 7.5' H _{cg} = 49" ± 1" θ = 15 deg.	W = 50.0 Kips A = 12.5' ± 0.5' B = 8.0' H _{cg} = See Note 4 R = 0.61 ± 0.01 θ = 15 deg.	
PL-1	50	45			
PL-2	60	60	50		
PL-3	60	60		50	
CRASH TEST EVALUATION CRITERIA ³	Required	a, b, c, d, g	a, b, c, d	a, b, c	a, b, c
	Desirable ⁵	e, f, h	e, f, g, h	d, e, f, h	d, e, f, h

2.2.1.3 Conception des parapets

Le Guide de conception de l'AASHTO (1989) inclut une annexe sur la conception de parapets en considérant des charges statiques. Les charges et leur surface d'application sont indiquées au Tableau 2-4.

Tableau 2-4 - Charges de conception pour les parapets (AASHTO, 1989)

	PL-1	PL-2	PL-3	PL-4 opt.	PL-4 opt. T
Chargement					
F _{transversale} (kN)	133	356	623	890	890
F _{longitudinale} (kN)	+/-40	+/-107	+/-187	+/-267	+/-267
F _{vertical,bas} (kN)	53	67	80	80	80
F _{vertical,haut} (kN)	-18	-22	-27	-27	-27
Surface et hauteur d'application de la charge					
Longueur (mm)	610	720	830	940	940
Largeur (mm)	305	360	415	470	470
Hauteur (mm)	410	430	460	480	480

Le Tableau 2-5 présente les charges maximales d'essais d'impact obtenues pour des véhicules ayant à la fois un poids, un angle d'incidence et une vitesse similaire aux valeurs indiquées au

Tableau 2-4 pour le niveau de performance de parapet PL-2. La valeur maximale d'impact est de 234.3 kN. Tel que prescrit dans AASHTO (2007), un coefficient d'amplification dynamique de 1.4 est considéré pour mettre en relation les essais statiques et dynamiques. Comparativement à la charge de conception statique de 356 kN pour un parapet de type PL-2 (Tableau 2-4), la charge dynamique pondérée par le facteur d'amplification dynamique est inférieure d'au moins 90 % pour un impact de petites voitures et de 48 % pour les camionnettes. Les charges de conception de l'AASHTO 1989 sont donc conservatrices.

Tableau 2-5- Résultats des essais d'impact pour le niveau PL2, extrait de (Jian and al., 2004)

Véhicule	Poid (kg)	Vitesse (km/h)	Charge (kN)	% écart ¹
Honda Civic 1981	892	97.3	139	-61%
Honda Civic 1979	871	98.6	143	-60%
Honda Civic 1980	817	97.7	133	-63%
Honda Civic 1980	893	96.7	130	-64%
Chevrolet Pickup 1981	2599	92.8	234 kN	- 34 %

¹ : Écart par rapport à la charge statique de conception du parapet PL-2 de 356 kN, incluant le coefficient d'amplification dynamique des contraintes (Tableau 2-4)

2.2.2 NCHRP report 350 et AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007

La norme actuellement en vigueur aux États-Unis est la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 14th Edition 2007* (AASHTO, 2007). Cette norme est basée en grande partie sur les travaux du *National Cooperative Highway Research Program NCHRP report 350* (NCHRP, 1993). La norme AASHTO (2007) reprend l'essentiel des recommandations et du système de classification des parapets retenu dans NCHRP, (1993). Les principaux changements entre les normes AASHTO 1989 et AASHTO 2007 sont la procédure d'essais d'impact, la classification des parapets et les charges statiques de conception.

2.2.3 AASHTO 2007

Alors que dans la norme AASHTO de 1989, un guide était suggéré pour déterminer le niveau de performance pour un ouvrage (*performance level*, PL-x), l'approche préconisée dans l'édition 2007 est différente et basée sur le NCHRP (1993). Au lieu de catégoriser les parapets en fonction

du niveau de performance souhaité, les parapets sont catégorisés en fonction du type de véhicules auxquels ils devront résister (*test level*, TL-x). Le responsable de l'ouvrage devra ensuite déterminer à l'aide des données disponibles sur la route quels sont les véhicules susceptibles d'entrer en collision avec les parapets et à quelle vitesse.

L'équivalence entre les niveaux de performance (PL-x) et les niveaux d'essais (TL-x) n'est pas explicitée dans l'AASHTO 2007 ou dans le NCHRP (1993). Cependant, il est possible de trouver une correspondance entre les deux systèmes de classification en consultant les guides de conception des états américains (Tableau 2-6)

Tableau 2-6 - Équivalence entre les niveaux de performance et les essais, tiré de (State of Louisiana, 2006)

Normes	Équivalence					
NCHRP report 350 AASHTO 2007	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
AASHTO 1989		PL-1		PL-2	PL-3	

2.2.4 Essais d'impact

Le NCHRP (1993) a standardisé trois types de véhicules légers ainsi que 3 types de camions avec différentes configurations de remorque. Le Tableau 2-7 présente les propriétés des différents véhicules légers standardisés. La masse des véhicules dans le NCHRP (1993) a changé comparativement à AASHTO 1989. Premièrement, pour la catégorie des petites voitures, un second véhicule d'une masse de 700 kg (700 C), a été ajouté. Par contre, le second véhicule de la catégorie des petites voitures, le véhicule de type 820 C, reprend les caractéristiques de la petite voiture de l'AASHTO 1989. Deuxième changement caractéristique des véhicules, la masse pour la camionnette a été diminuée de 23 % pour atteindre 2000 kg.

Ses diminutions de poids ont été effectuées pour refléter l'évolution du parc automobile américain. En effet, la plupart des essais d'impact effectués pour l'édition 1989 de l'AASHTO 1989 ont été réalisés avant 1980, alors que la masse moyenne des véhicules était plus élevée qu'en 1990. Par exemple, le poids moyen du parc automobile a diminué de près de 20 % entre 1970 et 1990 (National Highway Traffic Safety Administration, 2010).

Tableau 2-7 - Propriété des véhicules légers de référence pour les essais d'impact, tirée de NCHRP (1993)

Property	700C (Small Car)	820C (Small Car)	2000P (Pickup Truck)
MASS (kg)			
Test Inertial	700 ± 25	820 ± 25	2000 ± 45
Dummy	75	75	---
Max. Ballast	70	80	200
Gross Static	775 ± 25	895 ± 25	2000 ± 45
DIMENSIONS (cm)			
Wheelbase	230 ± 10	230 ± 10	335 ± 25
Front Overhang	75 ± 10	75 ± 10	80 ± 10
Overall Length	370 ± 20	370 ± 20	535 ± 25
Track Width ^b	135 ± 10	135 ± 10	165 ± 15
CENTER OF MASS LOCATION^a (cm)			
Aft of Front Axle	80 ± 15	80 ± 15	140 ± 15
Above Ground	55 ± 5	55 ± 5	70 ± 5
LOCATION OF ENGINE	Front	Front	Front
LOCATION OF DRIVE AXLE	Front	Front	Rear
TYPE OF TRANSMISSION	Manual or Automatic	Manual or Automatic	Manual or Automatic

^a For "test inertial" mass

^b Average of front and rear axles

Selon la catégorie du parapet considéré, un groupe d'essais d'impact doit être effectué avec différents types de véhicule, vitesses d'impact et angles d'incidence. Les exigences du NCHRP 1993 et adopté dans l'AASHTO 2007 sont résumées au Tableau 2-7. Outre la variation dans le poids et le type de véhicule, mentionné préalablement, la vitesse d'impact de certains véhicules est légèrement plus grande (100 km/h comparativement à 97.6 km). Cela est principalement dû à l'adoption du système d'unités international. Enfin, pour un parapet de niveau TL-4, l'angle d'impact pour les petites voitures n'est pas modifié comparativement au PL-2. Par contre, l'angle d'impact pour une camionnette passe de 20 à 25 degrés.

Tableau 2-8 - Niveau d'essais d'impact pour les parapets (AASHTO 2007)

Vehicle Characteristics	Small Automobiles		Pickup Truck	Single-Unit Van Truck	Van-Type Tractor-Trailer		Tractor-Tanker Trailer
<i>W</i> (N)	7000	8000	20 000	80 000	220 000	355 000	355 000
<i>B</i> (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
<i>G</i> (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Crash angle, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Test Level	Test Speeds (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

2.2.4.1 Conception des parapets

L'Édition 2007 de l'AASHTO recommande, comme l'édition 1989, des charges de conception ainsi que des dimensions minimales pour les parapets (Tableau 2-9). En utilisant les correspondances de catégories de parapets détaillées au Tableau 2-6, on remarque que la force transversale de conception pour un niveau PL-2/TL-4 est réduite de 356 kN à 240 kN et que la force longitudinale diminue de 107 kN à 80 kN. La valeur de 240 kN est presque qu'identique à la charge maximale d'essais d'impact rapporté au Tableau 2-5 pour une camionnette. Par contre, cet essai d'impact a été réalisé avec un angle de 20.6 degrés, tel que spécifié au niveau PL-2. L'impact de cette camionnette de 2076 kg avec un angle de 25.5 degrés tel que spécifié pour le niveau TL-4 donne plutôt une charge dynamique de 307.2 kN (Jian and al., 2004).

Il est évident que de la norme AASHTO 2007 n'est pas uniquement basée sur un seul essai d'impact pour déterminer la charge de conception. Il reste qu'en l'absence des données brutes utilisées pour développer les critères de conception de chaque catégorie de parapet, il est difficile d'évaluer la justesse des charges de conception proposée. Par contre, la documentation ne rapporte pas d'incident avec les charges de conception proposées. Il importe de mentionner que les charges de conception exigée en 2007 semblent comporter un facteur de sécurité moins élevé que les charges recommandées en 1989 quand elles sont comparées avec les résultats rapportés dans Jian et al. (2004).

Tableau 2-9 - Charges de conception pour les parapets (AASHTO , 2007)

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_t Transverse (N)	60 000	120 000	240 000	240 000	550 000	780 000
F_L Longitudinal (N)	20 000	40 000	80 000	80 000	183 000	260 000
F_v Vertical (N) Down	20 000	20 000	20 000	80 000	355 000	355 000
L_t and L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12 200	12 200
H_e (min) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Minimum H Height of Rail (mm)	685	685	685	810	1070	2290

2.2.5 Norme Canadienne CSA/CAN S6-06 (2006) et québécoise (MTQ, 2010)

La norme Canadienne CSA-S6 (2006) qui règlemente la construction des ponts au Canada inclut un chapitre sur la conception des parapets. Ce chapitre est basé principalement sur l'édition 1989 de la norme AASHTO, tout en faisant référence aux normes AASHTO plus récentes. Les recommandations pour les parapets mis en place au Québec sont regroupées dans le guide de conception des ouvrages d'art (MTQ, 2010). Ce guide réfère à la norme CSA-S6 (2006) et propose des plans de parapets normalisés. Comparativement aux autres normes, le guide de conception du MTQ exige une continuité du dispositif de retenue. Cette recommandation limite donc l'utilisation de parapets préfabriqués en section sans système de connexion latérale.

2.2.5.1 Classification des parapets

La classification utilisée dans la norme canadienne est basée sur le l'édition 1989 de la norme AASHTO. Les niveaux de performance PL-1 à PL-3 sont repris dans la norme canadienne tout comme la méthode de sélection du niveau de performance. L'équation 2-1 est réutilisée dans la norme canadienne sous la forme de l'équation 2-2.

$$B_e = \frac{(DJMA_1)K_h K_c K_g K_s}{1000} \quad (2-2)$$

Dans cette équation, DJMA représente le débit journalier moyen l'année suivant l'ouverture de l'ouvrage, K_h est un coefficient relatif au type de route, K_c un coefficient de courbure, K_g un coefficient de pente et K_s un coefficient de hauteur du tablier. Tout comme dans l'AASHTO 1989, le débit journalier moyen est limité à 10 000 véhicules par voie de circulation. Une fois le coefficient d'exposition calculé, le concepteur se réfère à trois tableaux de classification produits

pour trois hauteurs de dégagement différentes. Chaque tableau met en relation la vitesse de conception, le pourcentage de véhicule lourd et le degré d'exposition du parapet. Le Tableau 2-10 donne un exemple d'un tableau de sélection du niveau de performance dans CSA-S6 (2006)

Tableau 2-10 - Exemple de tableau de sélection du niveau de performance, tiré de l'article 12.4.3.2.4 CSA-S6 (2006)

Vitesse de conception, km/h	Véhicules lourds, %	Indice d'exposition du dispositif de retenue		
		PL-1	PL-2	PL-3
50	0	—	—	—
	5	< 121,5	≥ 121,5	—
	10	< 48,2	48,2 à 350,1	> 350,1
	15	< 30,3	30,3 à 198,8	> 198,8
	20	< 22,2	22,2 à 138,8	> 138,8
	25	< 17,5	17,5 à 106,6	> 106,6
	40	< 10,7	10,7 à 62,9	> 62,9
60	0	< 76,6	≥ 76,6	—
	5	< 39,5	≥ 39,5	—
	10	< 22,6	22,6 à 171,3	> 171,3
	15	< 16,3	16,3 à 99,7	> 99,7
	20	< 12,7	12,7 à 70,3	> 70,3
	25	< 10,6	10,6 à 54,2	> 54,2
	40	< 6,9	6,9 à 32,3	> 32,3
80	0	< 9,9	≥ 9,9	—
	5	< 8,4	8,4 à 247,3	> 247,3
	10	< 7,2	7,2 à 70,6	> 70,6
	15	< 6,3	6,3 à 41,2	> 41,2
	20	< 5,6	5,6 à 29,1	> 29,1
	25	< 5,0	5,0 à 22,5	> 22,5
	40	< 3,8	3,8 à 13,4	> 13,4
100	0	< 3,6	≥ 3,6	—
	5	< 3,5	3,5 à 140,4	> 140,4
	10	< 3,4	3,4 à 49,8	> 49,8
	15	< 3,3	3,3 à 30,3	> 30,3
	20	< 3,2	3,2 à 21,8	> 21,8
	25	< 3,0	3,0 à 16,9	> 16,9
	40	< 2,7	2,7 à 10,2	> 10,2
110	0	< 2,8	≥ 2,8	—
	5	< 2,7	2,7 à 102,7	> 102,7
	10	< 2,7	2,7 à 43,2	> 43,2
	15	< 2,6	2,6 à 27,4	> 27,4
	20	< 2,6	2,6 à 20,1	> 20,1
	25	< 2,5	2,5 à 15,8	> 15,8
	40	< 2,4	2,4 à 9,6	> 9,6

Tout en utilisant les niveaux de performance PL-1 à PL-3, la norme canadienne reconnaît l'équivalence avec la classification du type TL-1 à TL-6 du NCHRP (1993), adoptée dans l'AASHTO 2007 et présentée au Tableau 2-6.

2.2.5.2 Essais d'impact

La norme canadienne demande que tous nouveaux types de parapets soient soumis à des essais d'impact. Les essais d'impact exigés sont identiques à ceux recommandés par l'édition 1989 de

l'AASHTO. Les essais d'impact effectués selon le NCHRP (1993) sont également acceptés, en suivant les équivalences spécifiées au Tableau 2-6.

2.2.5.3 Conception des parapets

Alors que la norme canadienne utilise essentiellement l'AASHTO 1989 pour la classification des parapets et les essais d'impact, les charges de conception proposées sont plutôt équivalentes à celles de la norme AASHTO 2007. En effet, la charge longitudinale statique prescrite dans le code canadien pour un parapet PL-2 est de 100 kN (Tableau 2-10) alors que la charge statique dans l'AASHTO 1989 est de 356 kN. Par contre, comparativement aux charges données dans les normes américaines, la charge transversale donnée dans la norme canadienne n'inclut aucun facteur de pondération ou de coefficient d'amplification dynamique des contraintes. Le Tableau 2-11 indique les charges de conceptions non-pondérées prescrites par la norme canadienne.

Tableau 2-11 - Charges sur les dispositifs de retenue, tiré de l'article 3.8.8.1 de CSA-S6 (2006)

Niveau de performance	Charge transversale, kN	Charge longitudinale, kN	Charge verticale, kN
PL-1	50	20	10
PL-2	100	30	30
PL-3	210	70	90

Pour obtenir les charges de conception pondérées pour une conception à l'état limite ultime, il est nécessaire d'appliquer les facteurs de pondération des charges et de tenue des matériaux. Premièrement, les charges de conception sont multipliées par le coefficient de pondération pour les charges vives de 1.7 de CSA-S6 (2006). Deuxièmement, on applique le facteur de tenue des matériaux, qui égal à 0.75, soit le coefficient de tenue du béton dans CSA-S6 (2006). Le coefficient de tenue du béton est choisi étant donné que la rupture des parapets c'est produit dans ce matériau. Pour la charge transversale d'un parapet PL-2, on obtient une charge transversale statique de dimensionnement de 227 kN. Le Tableau 2-12 résume les charges de conception statiques (pondérées, non-pondérées) et dynamiques (pondérées) de CSA-S6 et AASHTO 2007.

Tableau 2-12 – Charges de conception statiques et dynamiques pour les parapets PL-2

Direction d'application de la charge	Statique ¹		Dynamique ²
	Non-Pondéré (kN)	Pondéré (kN)	Non-Pondéré (kN)
Transversale	100	226	240
Longitudinale	30	68	80
Verticale	30	68	20

¹ CSA-S6-06 ² AASHTO 2007

La différence entre les valeurs de conception transversale de CSA et AASHTO s'explique par le fait que dans la norme canadienne, la résistance statique des ouvrages est utilisée pour la conception, alors que la résistance dynamique des matériaux est utilisée dans AASHTO (2007). Il est reconnu que la résistance dynamique des matériaux est d'environ 40% supérieur à la résistance statique. En majorant par 40 % la charge statique de 170 kN, soit la charge statique de CSA-S6 incluant le facteur de pondération pour les charges vive, une valeur de conception de 238 kN équivalente en résistance dynamique est obtenue. Cette valeur de 238 kN est très similaire à la valeur de 240 kN prescrite par l'AASHTO 2007.

2.3 Ancrage des parapets

Un ancrage de qualité est primordial pour assurer un bon comportement structural des parapets à l'impact d'un véhicule. L'ancrage permet de transférer la charge du parapet vers la dalle. Les différents codes de conception étudiés (AASHTO (1989), AASHTO , (2007), CSA-S6 (2006)) recommandent que seul le parapet soit endommagé lors d'un impact. Comme la maintenance et la réhabilitation de la dalle sont beaucoup plus complexes que le remplacement d'un élément de parapet, la dalle et l'ancrage doivent donc être conçus pour résister aux efforts de traction et de flexion induits par l'impact d'un véhicule. Une revue de la documentation des différents types d'ancrages pour les parapets coulés en place et pour les parapets préfabriqués est présentée dans les sections suivantes.

2.3.1 Parapets coulés en place

La méthode traditionnelle de construction de parapets consiste à couler les parapets en chantier après avoir installé les coffrages. Un très grand nombre de détails d'armatures pour l'ancrage peut être sélectionné en fonction de la géométrie du parapet, de l'épaisseur de la dalle et des

besoins en terme de résistance. De plus, le type d'ancrage choisi pour un parapet coulé en place variera pour une nouvelle construction ou le remplacement de parapet existant.

2.3.1.1 Nouvelle construction

Lorsque les parapets sont coulés en place durant la construction d'un nouveau pont, l'ancrage est assuré par une série d'armatures positionnées à intervalles réguliers. Au Québec, l'ancrage entre le parapet et la dalle est assuré par la prolongation des cadres du parapet dans la dalle (Figure 2-1). Les armatures N°15, qui sont espacées de 200 mm, sont prolongées jusqu'au rang inférieur d'armature de la dalle. Un système différent est proposé dans les plans normalisés de la norme CSA-S6 (2006) et par le département des transports du Texas (Williams et al., 2007). Le design standard proposé par la norme canadienne fait appel à une barre d'armature uniquement dédiée à l'ancrage du parapet. Dans le cas du détail d'armature texan, une barre d'ancrage en forme de « U » est installée lors de la coulée de la dalle au niveau du rang inférieur d'armature. Cette barre d'armature remonte jusqu'à 250 mm au dessus du niveau de la dalle (Figure 2-4).

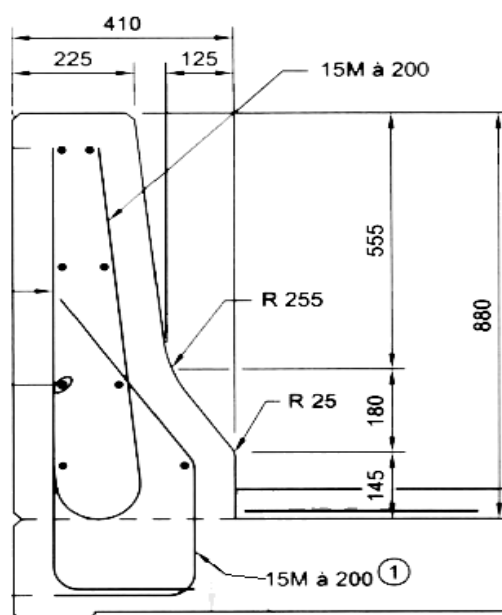


Figure 2-1 — Design standard de parapet PL2/TL4 (MTQ, 2010)

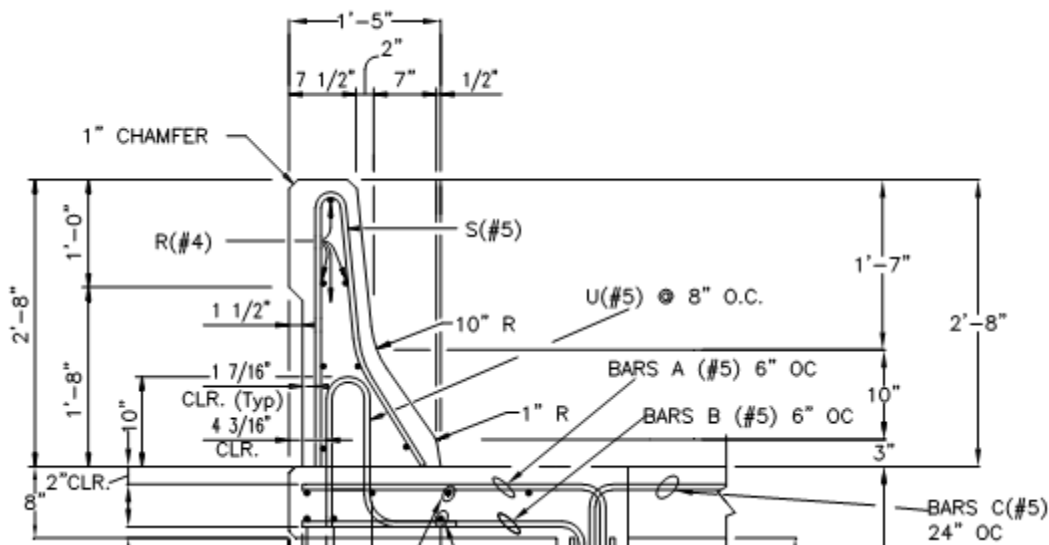


Figure 2-2 — Design standard du parapet type TXDOT T501 (Williams, Butch, and Menges, 2007)

Les deux détails d'armatures présentés répondent aux exigences des parapets PL-2/TL-4. Dans le cas de parapets continus, le mode de rupture attendu est présenté à la Figure 2-3. Étant donné la longueur de l'ancrage participant à la résistance du parapet, la rupture ne devrait pas se produire dans l'ancrage, mais plutôt dans la zone d'impact. Dans le cadre des essais utilisé pour déterminer la résistance des parapets, la dalle d'ancrage utilisé était entièrement appuyé sur le sol.

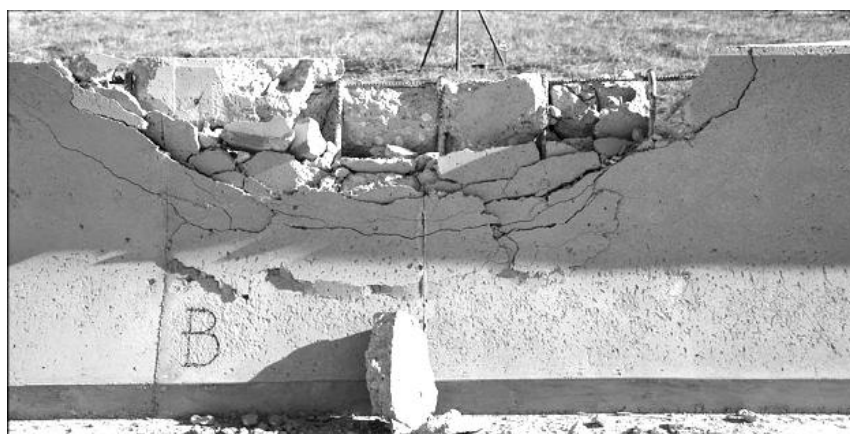


Figure 2-3 – Mode de rupture pour les parapets continus coulés en place (Williams, Butch, and Menges, 2007)

Le principal désavantage de la technique d'ancrage des parapets coulés en place est l'apparition fréquente d'une fissuration précoce dans les jours suivant la coulée du béton. En effet, la contraction du béton dû au retrait endogène et de séchage est empêchée par la rigidité de l'armature et de la dalle de pont. Des contraintes de traction sont alors engendrées par le retrait partiellement restreint du béton. Les contraintes de traction causée par le retrait restreint sont supérieures à la résistance du béton en traction au jeune âge. Il en résulte l'apparition de fissures verticales. Cette fissuration précoce entraîne une diminution de la durabilité des parapets en permettant la pénétration de l'eau et des sels déglacants qui favorisent à leur tour la corrosion des armatures et amplifient l'effet des cycles gel-dégel (Cusson and Repette, 2000)(Haluk and Attanayaka, 2004).

2.3.1.2 Réparation

Dans le cas de la réparation d'un parapet suite à un impact ou une dégradation environnementale, un d'ancrage avec une série de goujons peut-être utilisé (Figure 2-4). Les goujons sont ancrés à la dalle à l'aide d'un coulis a base d'époxy. La profondeur d'ancrage recommandée dans la dalle varie selon le design retenu. Une fois l'ancrage terminé, les coffrages sont installés et le nouveau parapet peut-être coulé en chantier.

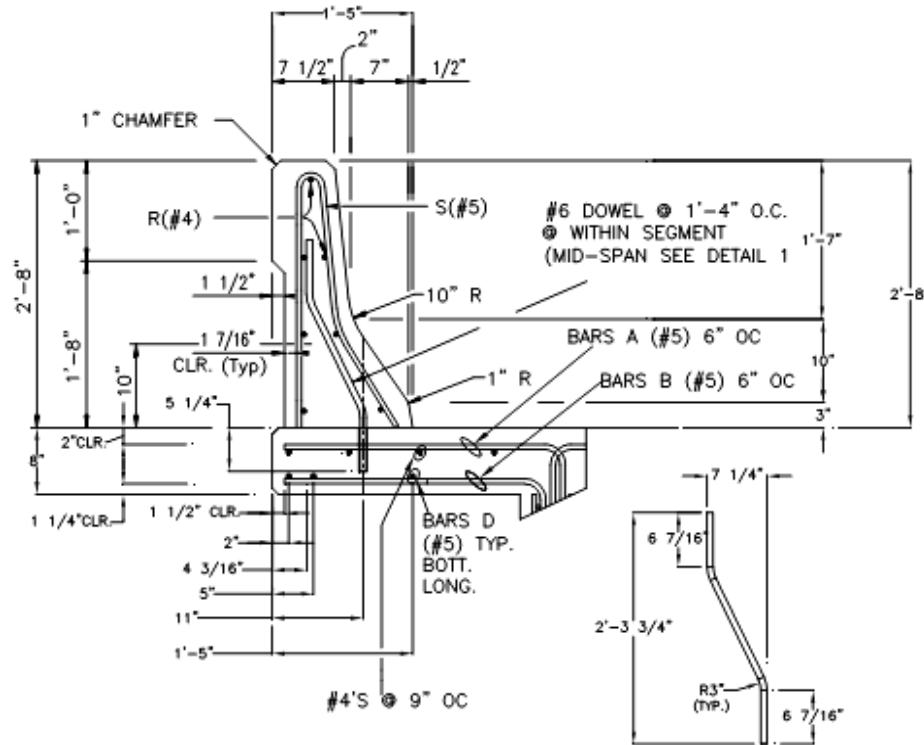


Figure 2-4 - Ancrage pour la réparation d'un parapet TxDoT501 (Williams, Butch, and Menges, 2007).

2.3.2 Parapets préfabriqués

Les ancrages des parapets préfabriqués actuellement développés utilisent une autre approche de conception. Il existe deux catégories de connexions : les ancrages par post-tension et les ancrages par connexion mécanique passive. Les ancrages doivent respecter les mêmes critères de conceptions que les parapets continus, soit permettre le transfert des charges à la dalle sans qu'il y ait d'endommagement de la dalle ou de l'ancrage lors de l'impact d'un véhicule.

2.3.2.1 Ancrage par post-tension

Deux ancrages relativement différents par post-tension ont été développés et testés. Dans le cas de l'ancrage développé au Texas (Mitchell and al., 2006) (Figure 2-5), des barres de précontrainte sont utilisées à tous les 200 mm et les plaques d'ancrage sont situées à l'extérieur du parapet. Un angle de 55 degrés est donné aux barres qui sont tendues chacune à 89 kN. Cet angle a été choisi pour reprendre le détail d'armature du parapet Tx501 d'origine (Figure 2-2). L'ancrage dans la dalle est assuré par un système de retenue mécanique. Les estimations numériques effectuées dans Mitchell et al. (2006) pour déterminer la résistance du parapet ancré à l'aide de post-tension

démontrent que la résistance devrait être semblable à celle d'un parapet coulé en place en utilisant un système assurant la continuité du parapet.

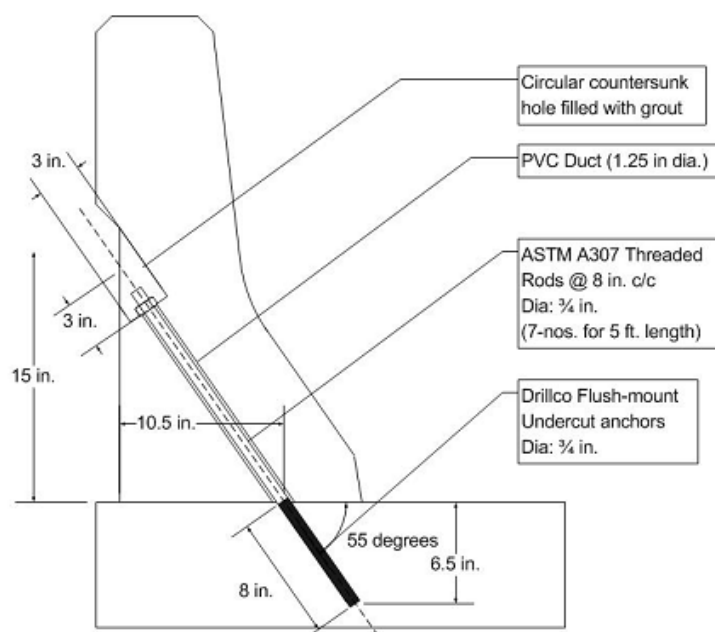


Figure 2-5 - Ancrage par post-tension avec barres à 55 degrés (Mitchell et al., 2006).

Le second système d'ancrage utilisant la post-tension a été développé à l'École Polytechnique de Montréal par Niamba (2009) (Figure 2-6). Lors de la fabrication des parapets préfabriqués, un manchon soudé à une plaque d'acier est installé dans le parapet. Au cours de la pose du parapet au chantier, les manchons sont alignés avec les trous forés dans la dalle et une barre de post-tension filetée à chaque manchon. Pour ce design, le nombre d'ancrages est grandement diminué comparativement au précédent système. En effet, les ancrages sont espacés de 1.5 m, par contre la prétension dans les barres de précontrainte passe de 89 kN à 240 kN pour le design de Niamba (2009). Bien qu'aucune comparaison directe n'ait été faite avec un parapet coulé en place, les résultats de de Niamba démontrent que ce genre d'ancrage est efficace pour reprendre les charges prescrites par les normes canadiennes et américaines. La rupture se produit dans le parapet et une grande section du parapet participe à la résistance.

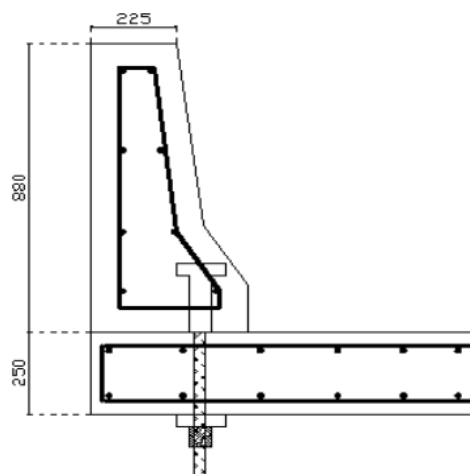


Figure 2-6 - Ancrage par post-tension et tirant dans le parapet (Niamba, 2009).

Les méthodes d'ancrage par post-tension démontrent une bonne résistance mécanique lors d'essais en laboratoire. Il est possible de réduire grandement le nombre de points d'ancrage à la dalle, facilitant la mise en place au chantier. De plus, en utilisant la post-tension, la résistance en traction du béton est augmentée en fonction de la précontrainte appliquée aux barres.

L'ancrage par post-tension présente tout de même certains désavantages. Dans un premier temps, cette technique d'ancrage demande le forage de la dalle du pont en de multiples endroits. Plus le nombre de forage est élevé, comme à la Figure 2-5, plus les chances sont grandes que des barres d'armatures soient sectionnées. Cela a aussi pour effet d'allonger la longueur d'ancrage requise pour les barres d'armature de la dalle et de diminuer la résistance de la dalle dans une zone cruciale pour la reprise des efforts de traction et de flexion causés par l'impact d'un véhicule. En conclusion, malgré l'ajout de précontrainte local, d'un point de vue mécanique, cela cause une réduction de la capacité portante de la dalle à son extrémité.

De plus, les ancrages par post-tension demandent une grande précision pour le positionnement des manchons lors de la fabrication en usine. Cette précision est également exigée en chantier pour le forage des trous dans la dalle. Finalement, advenant une infiltration d'eau sous les parapets, la possibilité de pénétration de l'eau et des sels déglacant dans la dalle est à considérer.

2.3.2.2 Ancrage mécanique passif

Une technique d'ancrage des parapets utilisant des boulons haute-résistance a été validée par Ngan (2008) (Figure 2-7). Cette technique d'ancrage qui est déjà utilisée en Colombie-Britannique consiste à prévoir des niches verticales dans le parapet préfabriqué à partir desquelles une série de boulons fixent le parapet à la dalle. Le design présenté par Ngan (2008) évalue uniquement l'ancrage dans le parapet, le détail de l'ancrage dans la dalle n'est pas explicité. Néanmoins, il est possible de supposer que l'ancrage dans la dalle peut être assuré par un dispositif mécanique par friction ou noyé dans la dalle et comportant un filetage. Les essais effectués dans le cadre de l'étude par Ngan (2008) indiquent une résistance appropriée du parapet avec une rupture se produisant dans le parapet et non dans l'ancrage.

Les mêmes réserves que pour les ancrages par post-tension concernant le besoin de percer la dalle s'appliquent pour l'ancrage par boulon. Le degré de précision demandé pour l'installation d'un tel système peut également s'avérer problématique dans des conditions de chantier. De plus, l'exposition directe des boulons de fixation du parapet à l'eau et aux chlorures pourrait porter préjudice à la durabilité de l'ancrage

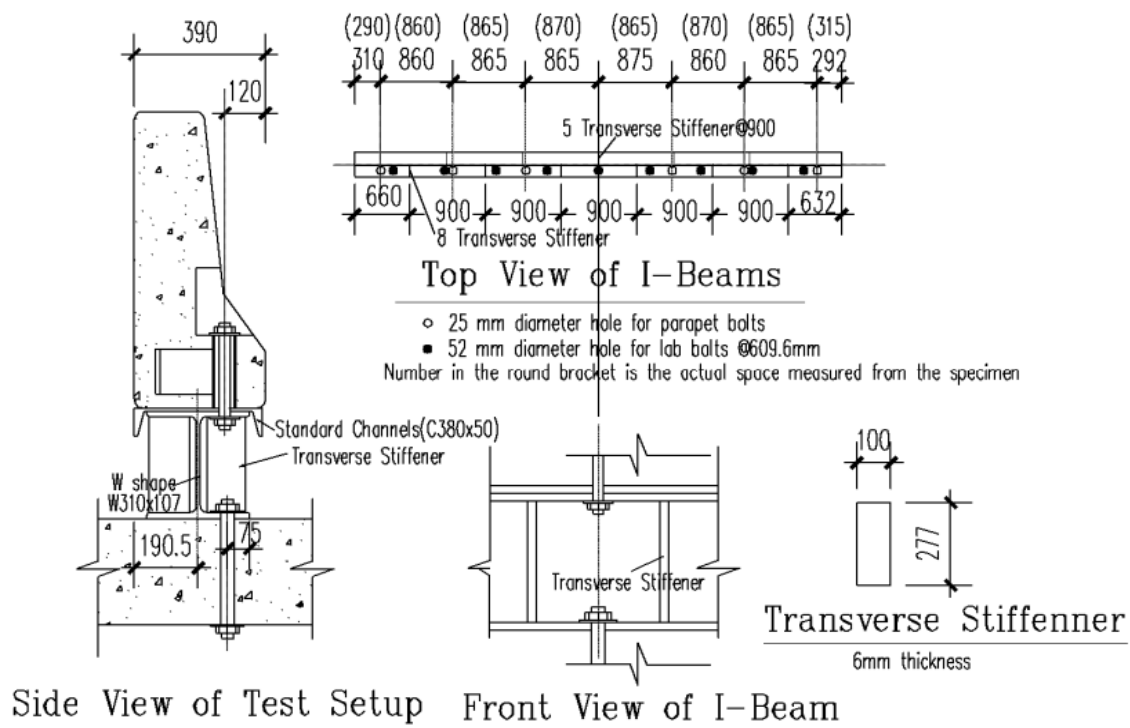


Figure 2-7 - Ancrage par boulons (Ngan, Août 2008)

2.3.3 Perspectives

La revue de la documentation concernant les ancrages pour les parapets préfabriqués soulève le besoin d'un nouveau type d'ancrage. Cette nouvelle méthode d'ancrage doit permettre d'éviter le forage de la dalle et l'exposition directe de l'ancrage aux sels déglaçant. Un nouvel ancrage pouvant s'adapter à la fois aux structures nouvelles et existantes est également souhaitable. Finalement, un ancrage permettant une installation au chantier ne requérant pas un grand degré de précision doit être développé.

2.4 Conclusions

Cette revue de littérature a mis en évidence les différentes normes existantes en Amérique du Nord pour la conception de parapets en béton. Les différents critères de classification des parapets, les exigences des essais d'impact et les critères de conception ont été relevés pour chacune des normes étudiées. Dans le cadre de ce projet, la norme canadienne sera utilisée pour la conception et l'évaluation de la performance des parapets, mais les résultats seront également comparés aux normes américaines.

Un survol, non exhaustif, des différents systèmes d'ancrage a permis de définir les différentes options possibles pour l'ancrage de parapets coulés en place ou préfabriqués. Les techniques d'ancrage pour les parapets coulés en place sont très nombreuses, mais se résument à la mise en place d'armature lors de la coulée de la dalle puis à l'installation de coffrages pour procéder à la coulée sur chantier. Pour ce qui est de l'ancrage de parapet préfabriqué, deux familles d'ancrages sont à noter, soit l'ancrage par post-tension et l'ancrage par boulons. Dans le cadre de ce projet, un nouveau type d'ancrage pour parapets préfabriqués sera conçu pour pallier aux différents désavantages des méthodes actuelles.

CHAPITRE 3 ARTICLE SOUMIS: “*MONOLITHIC AND HYBRID PRECAST BRIDGE PARAPETS IN HIGH AND ULTRA-HIGH PERFORMANCE FIBRE REINFORCED CONCRETES*”

Duchesneau F., Charron J.-P., Massicotte B.

Research Center on Concrete Infrastructures - CRIB, Group for Research in Structural Engineering, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.

3.1 Abstract

New designs of precast bridge parapets made with fibre reinforced concretes (FRC) were developed using nonlinear finite element calculations. A monolithic FRC parapet and a hybrid FRC parapet were designed. The later parapet consisted of a shell of ultra-high performance FRC paired with a normal strength concrete core. Furthermore, two new anchorage systems were optimized for parapet installation on a new deck or for parapet replacement on an existing structure. Quasi-static tests showed that the load-carry capacity of the parapet designs exceed the PL-2 or TL-4 parapet specifications of CSA and AASHTO. The finite elements model developed in the project has satisfactorily reproduced the stiffness, ultimate strength, and failure mode of parapets. Additional numerical analyses were conducted for the hybrid parapet to provide design recommendations related to the construction aspects and further optimizations.

Key-words: bridge, monolithic and hybrid parapets, high and ultra-high performance fibre reinforced concretes, anchorage system, nonlinear finite element, parametric study, ultimate strength, failure mode, construction time.

3.2 Introduction

The Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2006) presently limits its design recommendations to continuous cast-on-site parapets anchored to bridge decks with conventional reinforcement (Figure 3-1a). This method of parapet construction offers good performance in term of impact resistance, but it also presents many drawbacks. The construction sequence is highly time-consuming with the installation of the formwork, the concrete casting, and a minimum curing time of the concrete. This becomes especially problematic in Canada due to its

winter climate, which limits the period of casting. The importance of social costs associated with traffic mitigation and safety issues at construction sites can increase the construction budget by up to 30% in urban areas. Moreover, the concrete parapets are submitted to rigorous environmental conditions such as freeze and thaw cycles and severe exposition to de-icing salts, which accelerate the damage of the exposed concrete surfaces. These two degradation conditions are amplified by the early-age cracking observed on parapets a few days after casting. According to Cusson and Repette (2000), these cracks are due to the shrinkage of concrete, which is restrained by the high rigidity of the slab, and by the vibration, which originates from the traffic in the case of parapet replacement on structures in service. These cracks allow for a deeper penetration of chloride ions and the subsequent corrosion of the reinforcement (Haluk and Attanayaka 2004).

In this context, an extensive industrial research project led by École Polytechnique of Montreal and involving several industrial partners was launched in 2007. The project is aimed at developing a new generation of precast bridge parapets made of fibre reinforced concrete (FRC) that minimizes the construction time while enhancing concrete durability. The use of precast parapets allows for much quicker site installation compared to the traditional cast-on-place solution and, therefore, accelerates bridge construction. In addition, the maturity of concrete at the time of parapet installation eliminates early-age shrinkage and vibration induced cracks. A first project (Niamba 2009, Charron et al. 2010) permitted the development of designs and testing of parapets made with three types of high strength FRC: 50 MPa, 70 MPa and 120 MPa with 1%, 1.5%, and 4% fibre volumes, respectively. In addition to improvements inherent to precast construction, the use of high performance materials enabled reducing conventional reinforcement between 50 to 100% while decreasing by as much as 50% parapet thickness depending on the material used. However, some questions remained about the most optimal solution in terms of the initial costs. In addition, further anchorage options of the precast parapets to the bridge deck still needed to be examined.

The objectives of this second project consisted of designing two new types of precast FRC parapets and developing efficient anchorage systems for bridge decks. A monolithic FRC parapet and a hybrid FRC parapet were designed (Figure 3-1b and 3-1c). The former parapet in FRC of 70 MPa with 1.5% fibre volume (FRC70MPa-1.5%) is similar to those of the first study (Niamba

2010). The later parapet consisted of a shell of ultra-high performance FRC of 120 MPa with a 4% fibre volume (FRC120MPa-4%) paired with a normal strength concrete core. The proposed anchorage systems use a recess in the parapet to be filled with concrete on the bridge construction site (Figure 3-2). The anchorages systems were developed for parapet installation on new bridge decks or for parapet replacement on existing structures. The present paper presents the results of an experimental program and numerical calculations that were carried out for assessing the performance of the new precast parapets and anchorage systems.

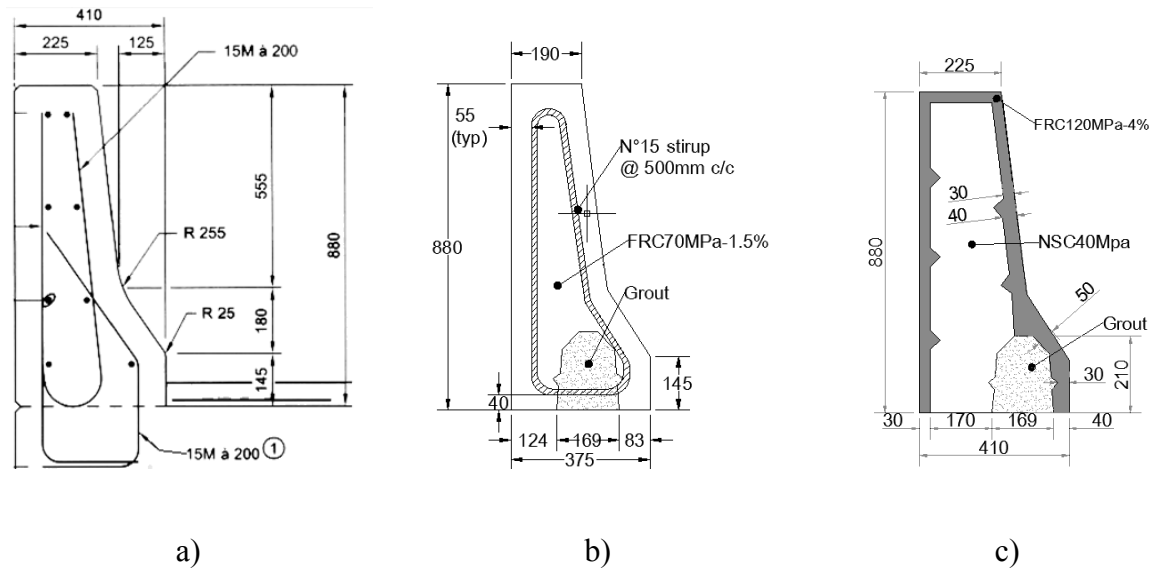


Figure 3-1 - Parapet drawings, a) Cast-in-place (QMT 2010), b) FRC70MPa-1.5% parapet, c) hybrid FRC120MPa-4%

3.3 Experimental program

3.3.1 Design of precast parapet

The precast parapets were designed with the New Jersey profile according to the AASHTO Bridge Design code (2007) and the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA 2006). The intermediate performance level PL-2, which is equivalent to the test level TL-4, was selected for the parapets, since it is the most widely used for Canadian urban bridges. This type of parapet is generally acceptable for the majority of applications on high speed highways, freeways, expressways, and interstate highways with a mixture of trucks and heavy vehicles (AASHTO 2007).

The CSA-S6 (2006) and AASHTO (2007) specifications stipulate that PL-2/TL-4 parapets must be designed to resist a factored transverse force of 170 kN and 240 kN, respectively. The 40% difference between the regulations is explained by the fact that the CSA code considers a static force and the static material strengths; whereas the AASHTO code takes into account the dynamic impact force and material strength. The minimum ultimate strength for quasi static loading is obtained by dividing the design force by the performance factor, taken equal to 0.75 as recommended in CSA-S6 (2006) for concrete material. Consequently, the target ultimate design strength value is equal to 227 kN for CSA. Moreover, practical considerations suggested the limitation of the precast element length between 2 and 4 m. The standard PL-2 parapet design that was adopted by the Quebec Ministry of Transportation (QMT, 2010) provides an ultimate bending resistance equal to 350 kN for a 2 m long parapet. In this project, the precast parapet design was made with the most severe criterion corresponding to a maximum transverse force of 350 kN applied at the mid-length of a 2 m long parapet such that the new parapet designs offer a strength level equivalent to the current cast-on-site constructions.

As mentioned previously, precast parapet utilizations were planned for the new bridge construction and replacement on existing bridges. Some efficient systems were proposed recently to anchor precast parapets to the bridge decks. Niamba (2009) proposed a connection with post-tensioning bars linked to steel couplers in the parapet, whereas Ngan (2008) suggested a connection with mechanical anchorage bolts. Although mechanically efficient, these systems require drilling numerous holes in the slab and they cause on-site alignment difficulties.

The solution retained in this project was the use of a recess (Figure 3-2a) within the precast parapet, filled on-site with a self-leveling concrete or grout. In this system, the mechanical connection between the slab and parapet is assured by U-shape N°15 rebar (Figure 3-2b) spaced at 200 mm, as in the reference cast-in-place parapet (Figure 1a). For parapet replacement, the connection is made with N°15 studs chemically anchored to the slab with epoxy (Figure 3-2c). Optimization allowed using studs spaced at 300 mm and installed in two rows. Both anchorage techniques were tested on FRC70MPa-1.5% parapets, whereas only the U-shape rebar connection was studied on FRC120MPa-4% parapets.

The grout volume required to fill the recess of the parapet on-site was minimized by installing studs and U-shape rebar at 45 degrees with the longitudinal parapet axis. Two shear keys were

added to the recess to improve the force transfer from the parapet to the connection grout. The importance of these shear keys in the force transfer mechanism will be shown in the numerical modeling section of this paper.

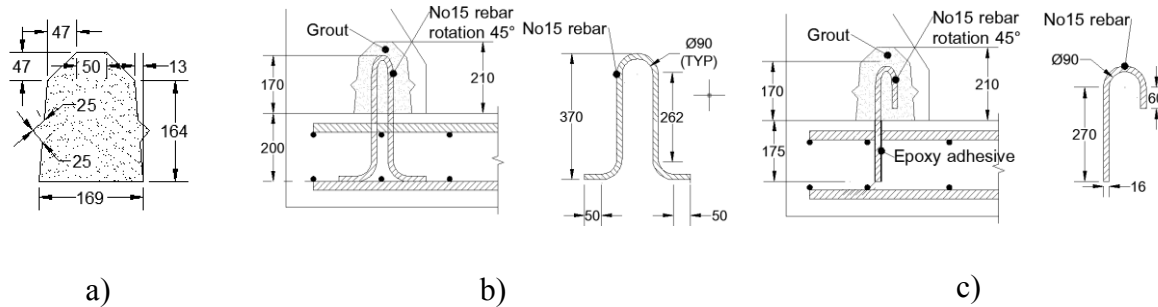


Figure 3-2 - Anchorage systems, a) Recess dimensions, b) U-shape rebar connection, c) stud rebar connection

The precast parapet designs were optimized by conducting nonlinear finite element analyses. Details on the numerical model and the parametric study that were carried out to optimize the precast parapet designs are presented later on in the numerical modeling section. It is noteworthy that precast parapets have the external shape of a New Jersey parapet, as for the standard QMT barrier (Figure 3-1a).

Previous work by Niamba (2009) suggested the selection of a monolithic parapet made of 70 MPa concrete containing 1.5% per volume or steel fibre (FRC70MPa-1.5%) as the most optimum solution in terms of mechanical performance and durability. The use of FRC70MPa-1.5% enabled the reduction of the parapet thickness by 35 mm and the amount of conventional reinforcement by 60% (Figure 3-1b). Some stirrups crossing the recess were required for maximizing the force transfer to the grout in the recess and the bridge slab. A minimum concrete cover of 55 mm was selected in accordance with CSA S6 (2006) recommendations.

A hybrid parapet was also developed, as shown in Figure 3-1c. It comprises a core of unreinforced normal strength concrete of 40 MPa (NSC40MPa) and a shell of ultra-high performance fibre reinforced concrete of 120 MPa containing 4% of steel fibres (FRC120MPa-4%). This material was developed at Polytechnique (Braike 2007); it exhibits outstanding tensile properties, such as a direct tensile strength up to 9 MPa combined with a hardening behaviour, and extended durability. The use of the FRC120MPa-4% allowed the complete removal of all the conventional reinforcement. The hybrid parapet is considered as an optimum solution due to the

high energy absorption capability and the exceptional durability of the FRC120MPa-4% (Charron et al. 2010, Habel et al. 2008).

The core was cast first while the shell was poured a few days later. Shrinkage of the respective concretes occurred together, thereby limiting the tensile stresses induced by the restrained shrinkage of the shell on the core. The fabrication process of the core provided exposed aggregate surfaces and 6 triangular shape shear keys to enhance interface resistance and to ensure a composite action between the core and the shell of the parapet. FRC120MPa-4% thickness was varied in the parapet according to the required strength. Where the load requirements are at a minimum, a thickness of 30 mm was chosen to facilitate the casting of the material into the mold, although a thinner thickness would be sufficient for durability consideration. At the locations where the load effects were at a maximum, above and next to the recess, the numerical optimization indicated that a thickness of 50 mm was required to resist the design load.

The composition of the materials considered in the precast parapet design is summarized in Tableau 3-1, whereas their measured mechanical properties are listed in Tableau 3-2. The FRC70MPa-1.5% was a self-leveling material that presented a softening post-cracking behaviour in direct tension. It contained 1.5% hooked steel fibres ($l_f = 30 \text{ mm}$, $\phi_f = 0.55 \text{ mm}$). The FRC120MPa-4% is also a self-leveling concrete. Its high content of straight steel fibre ($l_f = 10 \text{ mm}$, $\phi_f = 0.2 \text{ mm}$) provided a hardening and softening behaviour in direct tension. The NSC40MPa is a concrete mix that is commonly produced in the precast industry. The FRC materials directly exposed to environmental conditions in parapets exhibit very high freeze-thaw resistance and low chloride permeability (Habel et al., 2008 and Androuet et al. 2010).

The connection between the slab and parapet was made with a commercial high flow grout. It developed high early strengths and presented negligible shrinkage with the use of a compensating shrinkage admixture. The grout brittleness in the absence of coarse aggregate was eliminated by introducing 1% of steel fibre (10 mm , $\phi_f = 0.2 \text{ mm}$) in the mix. Providing sufficient pumping capacity on-site would enable the replacement of the grout by a self-leveling concrete of equivalent strength.

Tableau 3-1 - Composition of concretes

Parapet	FRC70MPa-1.5%	hybrid FRC120MPa-4%	
Component	FRC70MPa-1.5%	NSC40MPa	FRC120MPa-4%
Cement (kg/m ³)	569	487	995
Silica Fume (kg/m ³)	56	-	249
Water (kg/m ³)	219	190	249
Sand (kg/m ³)	842	810	597
Gravel (kg/m ³)	602	775	-
Superplasticizer (l/m ³)	12.1	1.46	45.5
Air-entraining admixture	-	0.244	-
Fibre length (mm)	30	-	10
Fibre dosage (kg/m ³)	117	-	312
W/B (-)	0.35	0.39	0.20

Tableau 3-2 - Mechanical property of concretes

Property	Grout (7 days)	NSC40MPa	FRC70MPa-1.5%	FRC120MPa-4%
f'_c (MPa)	65.2	41.5	74.0	148.0
f'_t (MPa)	4.05	-	4.20	9.0
E (MPa)	28 700	27 500	32 960	41 400
ν (-)	0.207	0.207	0.196	0.273

The reinforcing bars that were used for the project were N° 15 of 400W steel grade. Their measured yield and ultimate tensile strength were 495 MPa and 710 MPa, respectively.

3.3.2 Experimental procedure

The test setup for 2 m long parapets is illustrated in Figure 3-3. The retaining slab was installed to impede the lateral displacement of the anchorage slab during the test. The anchorage and retaining slabs were post-tensioned to the laboratory strong floor by 4 and 2 post-tensioning bars, respectively. A 10 mm layer of grout was spread on the anchorage slab before the installation of the parapet to obtain a good adherence. The same grout with a fibre addition was pumped into the parapet recess afterwards. Many sensors were installed on the specimen and test setup in order to

measure the lateral and vertical displacements of the parapet and slabs as well as strains in the connection rebar.

The transverse load was applied with a 1000 kN dynamic actuator, equipped with a 1500 l/min 3-stage servo-valve, reacting on a rigid steel frame. The system was supplied with a 1350 l/min hydraulic unit. The actuator force was applied on a 700 x 350 mm surface, as specified in AASHTO (1989), by means of a thick steel plate and a mortar spacer attached to the actuator head (Figure 3-3).

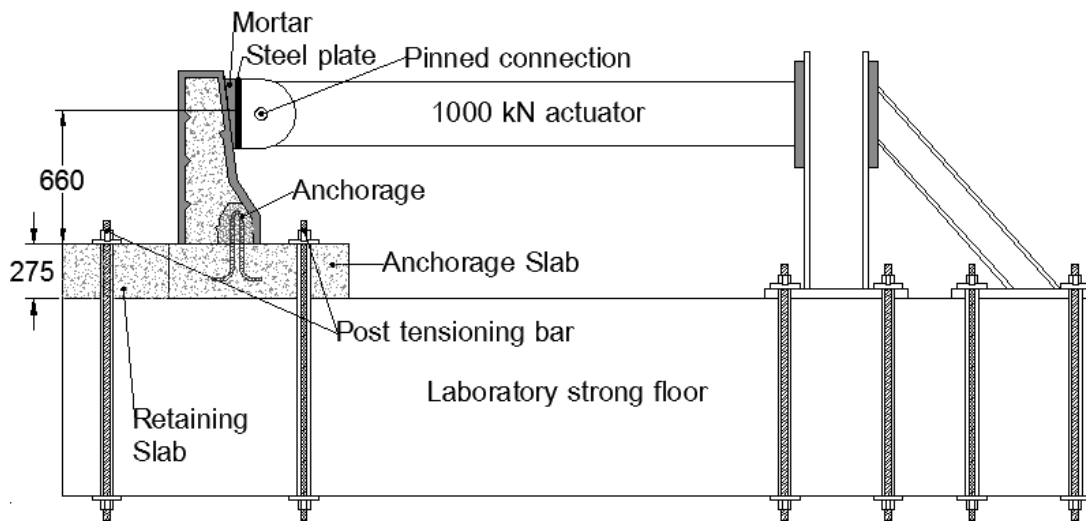


Figure 3-3 - Test setup

Four monolithic FRC70MPa-1.5% parapets were produced for the experimental program, two with the U-shape rebar connection and two with the stud rebar connection. Similarly, two hybrid FRC120MPa-4% parapets were produced only with the U-shape rebar connection. The first specimen of each pair was subjected to a quasi-static loading up to ultimate, whereas the second specimen was submitted to a dynamic loading equivalent to a vehicle impact. Only the quasi-static experiments will be discussed in the present article. The dynamic tests are described in Duchesneau (2010). The quasi-static loading was controlled by the LVDT on the actuator and the loading rate was set at 0.01 mm/s to avoid dynamic effect.

3.3.3 Results

The applied force variation with respect to the parapet horizontal displacement, measured in the actuator axis, is shown in Figure 3-4a. During the loading, the tests were interrupted to make the appropriate observations, particularly to draw the crack development on the specimens. These pauses caused small drops in the applied force at each 50 kN intervals and at the peak load. All parapets presented an elastic behaviour up to 100 kN after which the stiffness decreased with the progression of cracking. Once the maximal strength was reached, the force stabilized at a value corresponding to the tensile contribution of the FRC and stirrups (when applicable). In all test conditions, no debonding along the parapet-recess interface was observed. Figure 3-4b shows the vertical displacement of the parapet front face from the anchorage slab.

The behaviours of the FRC70MPa-1.5% parapets with U-shape and stud rebar connections were almost identical upon reaching the ultimate load and diverged slightly afterward. The appearance of the first macrocrack was observed in the grout at recess extremities at 250 kN and coincided with a marked enhancement of parapet vertical displacement. The ultimate load was reached at 325 kN and 302 kN for U-shape and stud rebar connections, respectively. At this load a macrocrack became visible at the cross section change on the front face of the parapet.

The performance of the hybrid FRC120MPa-4% parapet with a U-shape rebar connection distinguished itself by a higher rigidity before the ultimate load and the occurrence of a macrocrack observed in the grout at recess extremities at 300 kN. Logically, the higher rigidity led to a smaller vertical displacement of the parapet. After reaching the ultimate load of 344 kN, the macrocrack progressed from the recess grout into the NSC40MPa core and caused a significant and sudden strength reduction attributed to the absence of reinforcement in the core. No cracks were noted on the shell and no sign of core-shell interface failure was observed.

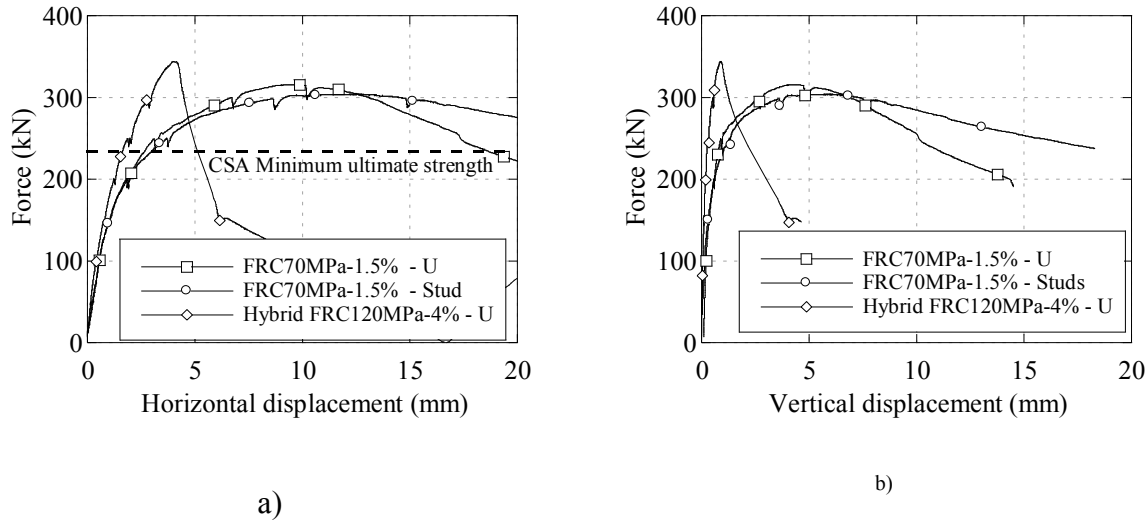


Figure 3-4 - Experimental mechanical behavior of parapets, a) horizontal displacement, b) vertical displacement

3.4 Numerical modeling

3.4.1 Finite element model

The nonlinear numerical analysis were performed with the Atena 3D[®] finite element software program (Červenka et al., 2009). The numerical model developed for the project (Figure 3-5), reproducing the test setup described earlier (Figure 3-3), included a 2 m long parapet, detailed anchorage system (U-shape or stud rebar connection), anchorage slab (representing the bridge deck), and loading plate according to the AASHTO (1989) requirements. Parapet-slab and parapet-recess interface properties were modeled using contact elements allowing sliding. Displacements were restrained in the three directions on every side of the retaining slab, at the exception of the face where the parapet is anchored in order to reproduce the effect of the strong floor and retaining slab. The model contained up to 25 600 3D solid tetrahedral elements. The mesh size varied from 30 mm in regions of high tensile stresses in the parapet recess, where higher refinement is needed in order to capture the cracking process with FRC, to 100 mm along the parapet back side and the anchorage slab.

The transverse load was applied to the parapet by means of the loading plate located at 680 mm from the parapet base. The load was increased using a step by step incremental method with a

displacement control criteria and the standard arc length resolution method was used for the analysis. The nonlinear material properties of concrete and steel were considered in the calculations using material type "3D Nonlinear Cementitious 2 User" and "3D elastoplastic Isotropic", respectively (Červenka et al., 2009). Therefore, the loss in strength and rigidity caused by crack propagation, the crack opening when using FRC, and reinforcement yielding are reproduced in the model.

The properties of concrete mixes used for the numerical models are summarized in Tableau 3-2. The actual tensile behaviour of fibre reinforced concrete was introduced in the model (Figure 3-6). Interface properties (Figure 3-7) were based on the shear and tensile tests carried out in a complementary project from Lessard (2009). However, the cohesion (c) and friction (μ) values were taken from CSA-A23.3 (2004). The mechanical contribution of reinforcing bar was modeled with a bilinear law. Moreover, the bond properties between the rebar and grout in the recess was modeled using the CEB1990 bond-slip relationship (CEB, 2000).

Complete information on the numerical model regarding the nonlinear material properties, loading criteria, resolution technique, and model validation is available in Duchesneau's master thesis (2010).

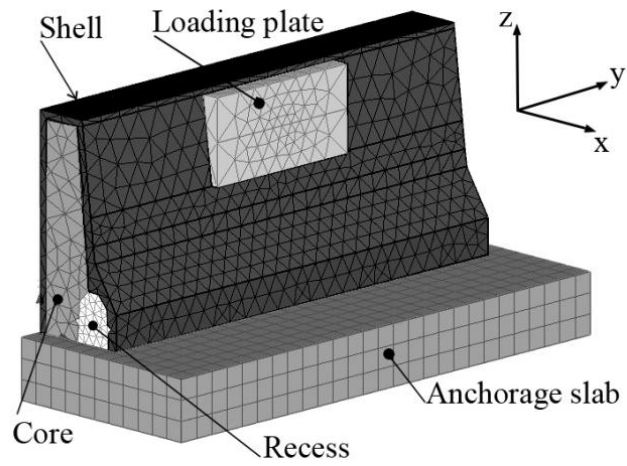


Figure 3-5 - Numerical model, hybrid FRC120MPa-4% parapet

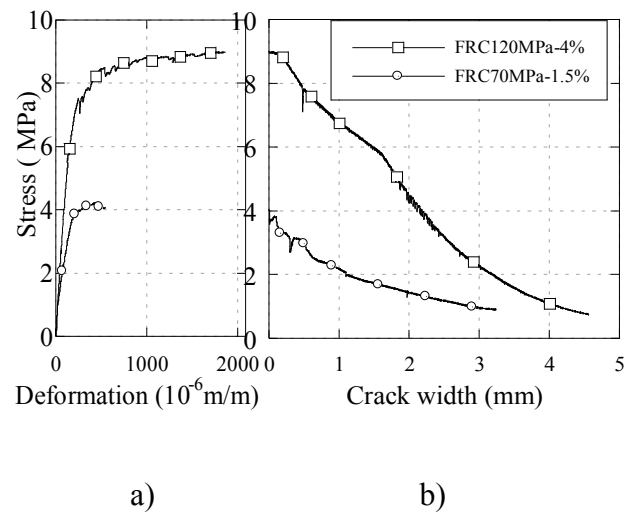
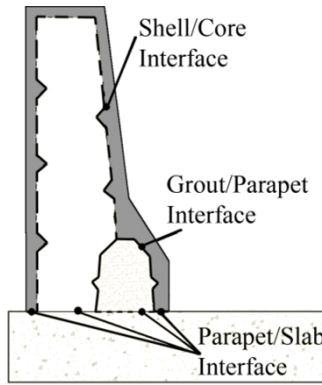


Figure 3-6 - Material tensile behavior, a) pre-peak behavior, b) post-peak behavior



a)

Condition	Surface type	k_{nn}^1 (N.m)	K_{tt}^1 (N.m)	f_t (MPa)	c^2 (MPa)	μ^2 (-)
Shell/ Core	Exposed aggregate	500×10^3	25×10^3	3.0	0.5	1
Grout/ Parapet	Exposed aggregate	500×10^3	25×10^3	3.0	0.5	1
Parapet/ Slab	Flat	500×10^3	25×10^3	1.8	0.25	0.6

¹ : Lessard (2009); ² : CSA (2004).

b)

Figure 3-7 - Interfaces properties, a) schema, b) properties studied

3.4.2 Validation results

The finite elements numerical model was used to reproduce the structural tests performed on the precast parapets under quasi-static conditions. Figure 3-8 and Figure 3-9 enable the comparison of the experimental and numerical results; the former presents the applied force with respect to the parapet horizontal and vertical displacements, and the latter depicts the failure mode and cracking pattern. The model reproduces the parapet behaviour very well since the gradual loss of stiffness is identical to the experimental tests. The resistance and horizontal displacement at peak load are within 15 kN and 0.75 mm of the experimental curves. The vertical displacement is also satisfactorily replicated by the model. Due to numerical instability, it was not possible to obtain the full post-peak behaviour of the FRC70MPa-1.5% parapets and, as a consequence, the numerical curves end prematurely compared to the experimental data.

The failure mode and cracking pattern obtained with the model adequately reproduced the laboratory observations (Figure 3-9). For both precast parapets, the main macrocrack starts in the grout at the parapet-recess interface, propagates in the grout by following the connection rebar and vanishes behind the recess near the junction of the parapet back face and slab. The macrocrack penetrates only slightly in the FRC70MPa-1.5% parapet because of the action of the fibres, whereas it propagates significantly in the NSC40MPa core of the hybrid FRC120MPa-4% parapet.

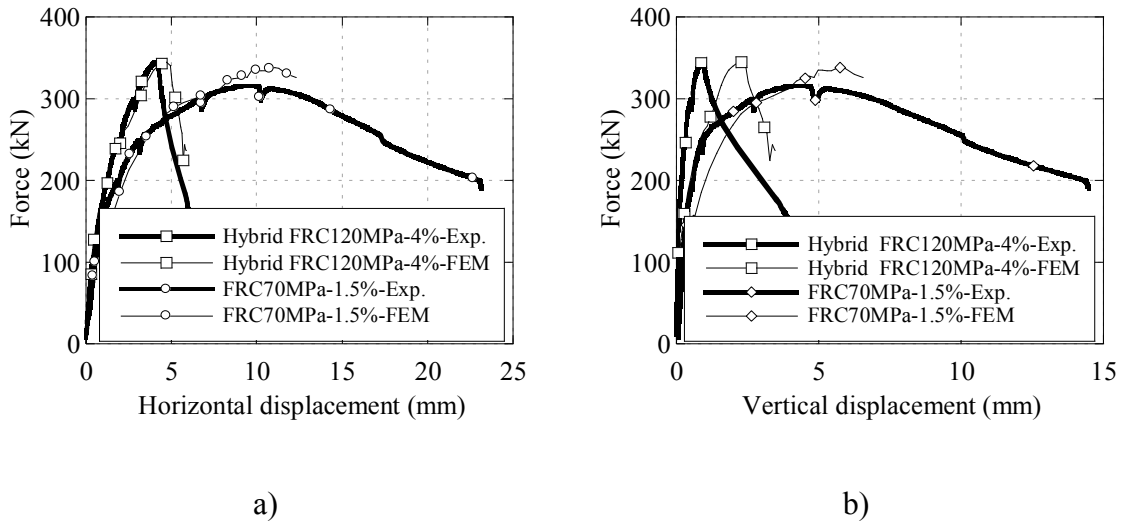


Figure 3-8 - Experimental and numerical mechanical behavior of parapets, a) horizontal displacement, b) vertical displacement

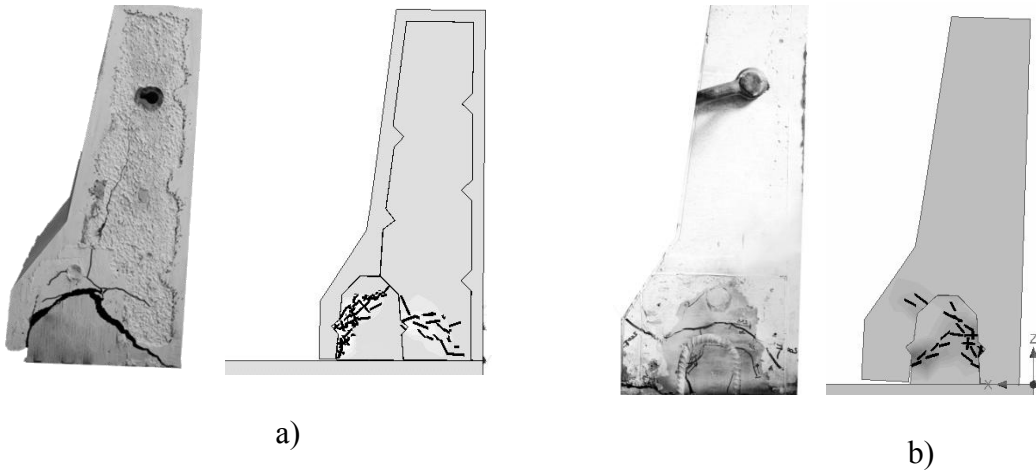
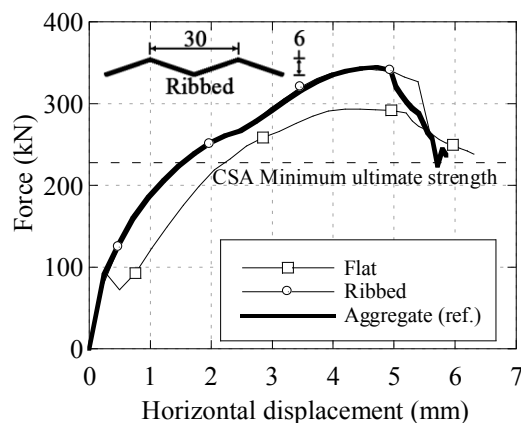


Figure 3-9 - Experimental and numerical crack pattern, a) hybrid FRC120MPa-4% parapet, b) FRC70MPa-1.5% parapet

3.4.3 Parametric study

The previous section demonstrated the accuracy of the numerical model to predict the behaviour of precast parapet. The model was then used to evaluate the impact of the main design parameters of the precast parapets. The numerical results are shown for the hybrid FRC120MPa-4% parapet with the U-shape rebar connection since more design parameters had to be considered with this configuration.

In order to select the optimal surface preparation of the parapet recess, different properties of parapet-recess interface were modeled (Figure 3-10). The reference interface is obtained with an exposed aggregate surface in the recess. The flat interface corresponds to a finished surface without any special treatment. The ribbed interface is obtained by profiling the formwork with triangular ribs as shown in Figure 3-10a. The properties listed were evaluated in a complementary project by Lessard (2009) and taken from CSA A23.3 (2004). Compared to an exposed aggregates surface, a ribbed surface did not significantly influence the behaviour of the parapet. This can be explained by the similar amplitude of the macro-roughness (6 mm) of the two surfaces. For ribbed and exposed aggregate surfaces, a slight interface debonding appears at 180kN. An important debonding occurs at 120 kN for a flat surface. As a consequence, a force reduction is noted, but the force increases again because debonding is not the critical failure mode of the parapet. However, the ultimate force for a parapet with a flat surface still decreased by 15%.



a)

Condition	k_{nn} ¹ (N.m)	K_{tt} ¹ (N.m)	f_t (MPa)	c ² (MPa)	μ ² (-)
EA ³ (ref.)	50×10^4	25×10^3	3.0	0.5	1
Flat	1×10^4	10×10^3	0.5	0.25	0.6
Ribbed	90×10^4	23×10^3	1.8	0.5	1

¹ : Lessard (2009); ² : CSA (2004); ³ : Exposed aggregates

b)

Figure 3-10 - Influence of the interface properties, a) Numerical results, b) Properties studied

Optimization of the recess shape and the core shape of the hybrid parapet was studied with and without the presence of shear keys at their interface (Figure 3-11). The reference curve considers shear keys in the recess and core. When no shear keys are used along the recess profile, a complete debonding of the recess interface occurs at 95 kN. The parapet rotates around the recess and the ultimate resistance is significantly reduced. Without shear keys in the core, debonding at the core-shell interface occurs. This delays the cracking development in the core material and leads to a stiffer pre-peak behaviour. However, the ultimate strength decreases compared to the reference parapet.

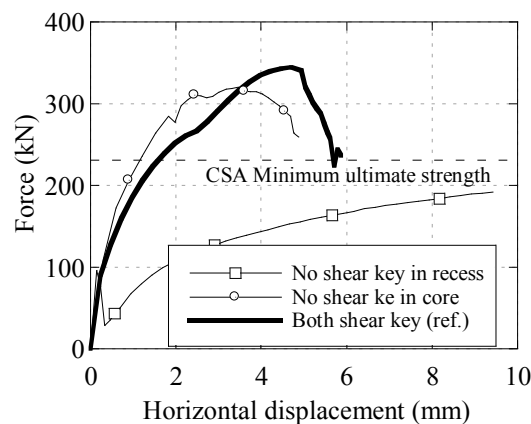
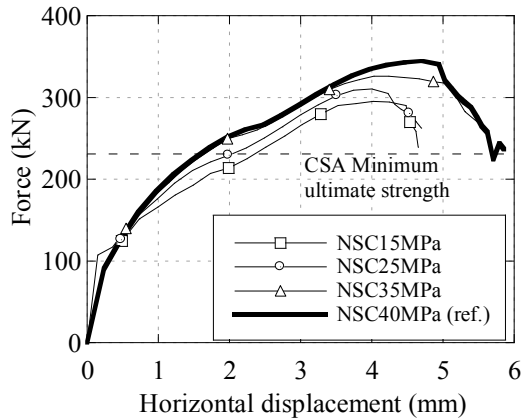


Figure 3-11 - Influence of the shear key on the mechanical behavior of the hybrid parapet

The cost of the hybrid parapet is of prime importance. Being an expensive material, FRC120MPa-4% thickness was minimized early in the design process, but the impact of the core material was not considered at that time. Therefore, the behaviour of the parapet was studied with the NSC materials of various compressive strengths in the parametric study (Figure 3-12). Tensile strength and the elastic modulus were obtained with CSA A23.3 (2004) equations. Rigidity, ultimate resistance, and ductility of the parapet are modified by the properties of the core. Their reduction is proportional to the reduction of strength but remains small compared to the ultimate resistance.



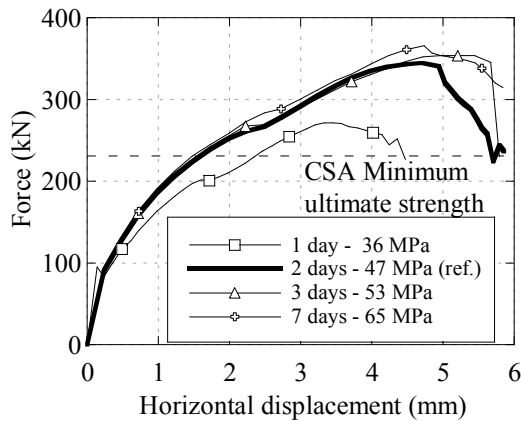
a)

Condition	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)
NSC15MPa	15	1.28	17400
NSC25MPa	25	1.65	22500
NSC35MPa	35	1.95	26600
NSC40MPa (ref.)	41	2.11	28800

b)

Figure 3-12 - Influence of the core properties, a) Numerical results, b) Properties studied

Utilization of precast parapets is motivated by the reduction of the construction time compared to cast-in-place parapets. The concrete strength of the bridge deck and the precast parapet were assumed to be attained at the installation time. However, to accelerate bridge opening after parapet installation, the evolution with the time of the mechanical performance of the anchorage system must be considered. An experimental investigation allowed the determination of the mechanical properties of the grout for various terms of curing (1 to 7 days) and the time variation of the parapet ultimate strength (Figure 3-13). The bond-slip relationship of the U-shape rebar anchorage was modified accordingly to the grout compressive strength. The numerical results shown in Figure 3-13 indicate that 1 day of curing for the grout injected in the parapet recess leads to a compressive strength of 36 MPa and a parapet ultimate resistance of 275 kN. A second curing day brings the grout resistance to 47 MPa and parapet capacity to 340 kN, afterwards the grout properties still increase but only a negligible gain is noted for the parapet. Before 2 days of curing, the failure mode of the anchorage system is uniquely dependent on the recess properties. Afterwards the failure mode depends on both recess and parapet properties.



a)

Condition	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)
Grout 1 day	36.0	3.00	22 100
Grout 2 days (ref.)	46.8	3.42	26 000
Grout 3 days	52.7	3.63	27 500
Grout 7 days	65.2	4.04	28 700

b)

Figure 3-13 - Influence of the grout properties, a) Numerical results, b) Properties studied

3.5 Discussion

3.5.1 Experimental results

Experimental results demonstrated that the monolithic FRC70MPa-1.5% and hybrid FRC120MPa-4% parapets showed an ultimate strength of 315 kN and 344 kN, respectively (Figure 3-4a). Those results exceed the strength level specified in CSA-S6 (2006) by 39% and 54%, respectively. Utilization of either the U-shape or stud rebar connections provided an equivalent capacity. Therefore, both precast parapet designs associated with the proposed anchorage systems reached the AASHTO and CSA design criteria. If required, the ultimate load could be enhanced to the QMT standard design by slightly increasing the thickness of the precast parapet by 35 mm for the FRC70MPa-1.5% and by 10 mm for the hybrid FRC120MPa-4% parapet (based on numerical calculations).

The hybrid FRC120MPa-4% parapet was stiffer than the FRC70MPa-1.5% parapet. That can be explained by the additional thickness of the hybrid parapet (35 mm) and the 20% higher stiffness of the shell material. Moreover, no macrocrack were observed in the shell during the quasi-static test, which allowed a maximum contribution of the FRC120MPa-4% shell. Moreover, the stiffness of the hybrid precast parapets is equivalent to the cast-in-place parapet up to the ultimate load. This aspect is important since one of the project objectives was to change the parapet

response as little as possible such that vehicle redirection and energy transfer between the parapet and vehicle remain unaffected.

The hybrid FRC120MPa-4% parapet showed a lower post-peak ductility. Without reinforcement in the core material, the main macrocrack can propagate easily after attaining the ultimate load. A simple way to improve the post-peak behaviour would be to add a low dosage of steel fibre in the core (approx. 0.5%). The FRC70MPa-1.5% parapet revealed a significant post-peak ductility with the combined action of stirrups and steel fibres, as large as the expected ductility of the cast-in-place parapet.

The new anchorage systems developed with U-shape and stud rebar demonstrated their efficiency to connect the precast parapets to the bridge slab. First, the appearance of a macrocrack in the recess occurred only after the design load of 227 kN. Second, the strain gauges installed on the U-shape and stud rebar showed a maximum stress of 140 MPa and 400 MPa, respectively. Hence, in both systems the rebar transmitted the force adequately from the parapet to the slab and remained active throughout the tests. Third, the anchorage systems consist of commonly available products and allow an easy installation of the parapet on the slab compared to anchorage with bolts or post-tensioning bars that require more restrictive placement tolerances. Moreover, a self-leveling grout or concrete can be pumped quickly with the appropriate equipment.

3.5.2 Numerical results

Finite elements calculations have demonstrated that the model accurately reproduces the strength, stiffness, and failure mode of parapets under quasi-static loading (Figure 3-8). This was observed despite the fact that the stress distribution in a precast parapet and the anchorage zone is complex and the behaviour of fibre reinforced concrete is relatively difficult to reproduce accurately, especially for a strain hardening material like FRC 120MPa-4%. Slight discrepancies between the experimental and numerical results can be related experimentally to a non-uniform fibre dispersion in the parapet, installation of the test setup, etc. Numerically, the FRC material laws (Figure 3-6b) that were introduced in the software are considered orthotropic. As aforementioned, a certain level of heterogeneity of fibre dispersion is expected in the parapet, which may lead to an under or overestimation of the load-carry capacities.

The validation of the precast parapet model with the experimental data permitted realization of a parametric study to identify the impact of the main design parameters. The analysis of the performance of three surface preparations on the parapet recess revealed that the surface roughness may significantly alter the ultimate strength and rigidity of the parapet (Figure 3-10). Indeed, debonding occurs only at the parapet-recess boundary with a flat surface. This could be an important durability issue since debonding may favor water penetration in the parapet and subsequent deterioration with time. It is, therefore, recommended to use an exposed aggregate surface for its simplicity compared to a ribbed surface.

The next analysis showed that, more than the interface qualities, the geometry of the recess determines the ultimate strength of the parapet. It was shown that shear keys in the recess prevents an early debonding at the parapet-recess boundary and a significant reduction of strength (Figure 3-11). The presence of shear keys in the core favors a better distribution of stress and a monolithic behaviour of the hybrid parapet (core-shell). The use of shear keys is, therefore, essential in the parapet.

The impact of the mechanical strength of the core material on the load-carrying capacity of the parapet is limited (Figure 3-12). The numerical results indicated that the core must only provide a minimum resistance to ensure a good connection with the recess, since the shell resistance governs the behaviour of the parapet. It is suggested that the core material should have a compressive strength at least superior to 15 MPa in order to respect the CSA parapet minimal factored resistance of 227 kN. The durability of this material is not an issue, because the core does not contain any reinforcement and is protected by a watertight shell in FRC120MPa-4%. A lean concrete would be particularly adapted for this application as it fulfills the mentioned characteristics and is produced at a low cost.

The last analysis concerned the determination of a minimal curing period for the grout pumped in the parapet recess to achieve the CSA requirements (Figure 3-13). For the grout selected in this study, a period of 2 days is required to develop a failure mode that is not only dependent on the grout mechanical strength. For another filling material (grout or concrete), a curing period permitting the attainment of a compressive strength of at least 50 MPa would be adequate. On-site construction of a cast-in-place parapet required about three weeks; one week to install the formworks and reinforcement and another one to two weeks for concrete casting and curing

(Bissonnette and Morin 2000). On-site construction of precast parapet would need approximately 4 days; one day of installation on the bridge deck, one day of concrete casting in the parapet recess, and two days of curing. One could note a significant reduction of the construction time related to parapet installation.

3.6 Conclusions

The objectives of the research project were to design new precast FRC parapets (PL-2 or TL-4 category) and anchorage systems to accelerate bridge construction, improve parapet durability, and verify their mechanical behaviour under quasi-static loadings. The analysis of the experimental and numerical results led to the following conclusions:

- Precast FRC70MPa-1.5% and hybrid FRC120MPa-4% parapets show a reduction of 60% and 100% of conventional reinforcement, respectively, and a decrease of 10% of the parapet thickness for the latter design compared to the reference cast-in-place parapet.
- The load-carry capacity of the precast FRC70MPa-1.5% and hybrid FRC120MPa-4% parapets exceeds the CSA specifications of 227 kN for PL-2 parapet.
- The two anchorage systems proposed allow parapet installation on a new bridge (U-shape rebar connection) and parapet replacement on an existing bridge deck (stud rebar connection).
- The two anchorage systems are an efficient way to connect precast parapet to the slab by enlarging the tolerance precision of the installation compared to prestressed and bolted connections; moreover, the U-shape and stud rebar connections showed adequate resistance.
- The finite elements numerical model that was developed accurately reproduces the stiffness, ultimate strength, and failure mode of the precast parapets under a quasi-static loading.
- The numerical parametric study provided design recommendations related to the surface preparation and the shape of the parapet recess, as well as the minimal strength of the core and recess material to achieve the load criteria.
- An extended durability is expected for precast FRC70MPa-1.5% and hybrid FRC120MPa-4% parapets. The risk of restrained shrinkage cracking is eliminated with a precast element, and the presence of steel fibre in the parapets will lead to a very thin cracking pattern in service conditions.

3.7 Acknowledgements

The research project was financially supported by the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), Béton Brunet and the City of Montréal. Moreover, some materials were graciously provided by Bekaert, Euclid, Ciment St-Laurent and Tech-Mix. The authors would like to acknowledge the participation of the industrial partners and the technical staff of École Polytechnique de Montréal.

3.8 References

AASHTO. 1989. Guide Specifications for bridge railings. American Association of State Highway Transportation Officials. Washington, D.C.

AASHTO. 2007. Bridge Design Specification, SI Units 4th edition. American Association of State Highway Transportation Officials . Washington, D.C.

Androuet, C., Charron, J.-P. 2010. Freeze-thaw resistance of two fibre reinforced concretes. École Polytechnique de Montréal, Montréal. Report SR10-12.

Beaumier, É. 2000. Évaluation sous charges statiques de glissières de ponts de type PL-2 et PL-3 en béton renforcé avec de l'armature en matériaux composites. M.Sc. thesis, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Canada).

Beaurivage, F. 2009. Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures. M.Sc. thesis. École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Bissonnette, B., Morin, R. 2000. Experimentation of a ternary cement for the rehabilitation of the highway overpass Notre-Dame/St-Augustin in Montréal. Conference on research progress on civil infrastructures in Québec, ACI, Montréal.

Braike, S. 2007. Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance. M.Sc. thesis. École Polytechnique de Montréal, Montréal.

CEB-FIB. 2000. Bond of reinforcement in concrete, State-of-art report. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne. Bulletin 10

CSA-S6-06. 2006. Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA International. Toronto, Canada.

CSA-S6-06. 2006. Commentary to Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA International. Toronto, Canada.

CSA-A23.3. 2004. CSA Standard A23.3-04 –Design of Concrete Structures. CSA International. Toronto, Canada.

Červenka, V., Jendele, L., and Červenka, J. 2009. ATENA Program Documentation. Cervenka Consulting Ltd. Prague, Czech Republic

Charron, J.-P., Denarié, E., Brühwiler, E. 2008. Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and concrete research* , 38, pp. 689-698.

Charron, J.-P., Niamba, E., and Massicotte, B. (2010). Static and dynamic behavior of precast bridge parapets in high and ultra high performance fiber reinforced concrete. *ASCE Bridge Engineering Journal* (paper submitted) .

Cusson, D., Repette, W. L. 2000. Early-Age cracking in reconstructed concrete bridge Barrier Walls. *ACI Materials Journal*, 97 (4): 438-446.

Duchesneau, F. 2010. Conception de parapet préfabriqué Hybrides et Monolithiques en utilisant des bétons à haute et ultra-haute performance. M.Sc. thesis. École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Habel, K., Charron, J.-P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., and Massicotte. 2008. Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* , 35 (2): 217-224

Haluk, A., and Attanayaka, U. 2004. Causes and cures for cracking of concrete barriers., Michigan Department of transportation, Lansing. Research Report RC-1448

Lai Yung Ngan, C. 2008. Experimental investigation of anchorage capacity of precast concrete bridge barrier for performance level 2. M.Sc Thesis, University of British Columbia, Vancouver.

Lessard, M.-C. 2009. Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts. M.Sc. thesis, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Niamba, É. 2009. Développement de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres pour les ponts. M.Sc. thesis, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Quebec Ministry of Transport (QMT). 2010. Normes - Ouvrages d'art tome III. Ministère des Transport du Québec, Québec.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES ET DISCUSSION GÉNÉRALE

Les étapes de conception et de fabrication des parapets ont évolué tout au long du projet. Pour en arriver aux dimensionnements décrits en détail dans l'article, plus de 10 parapets monolithiques et 3 parapets composites ont été fabriqués et testés. Dans ce chapitre, les différentes étapes de fabrication des parapets et de mise en place du montage expérimental pour les essais statiques et dynamiques sont expliquées. Les essais statiques ayant apporté les informations les plus pertinentes pour le développement des parapets finaux présentés au chapitre 3 seront analysées. Les essais dynamiques réalisés sur les parapets finaux seront décrits et analysés. De plus, une étude économique du coût des différents modèles de parapet développé sera présentée. Finalement, une discussion générale faisant le lien entre les sections de ce chapitre et l'article du chapitre trois sera effectué pour conclure ce chapitre.

4.1 Fabrication et mise en place des parapets

La fabrication des parapets et des dalles d'ancrages s'est entièrement faite chez le partenaire industriel, Béton Brunet.

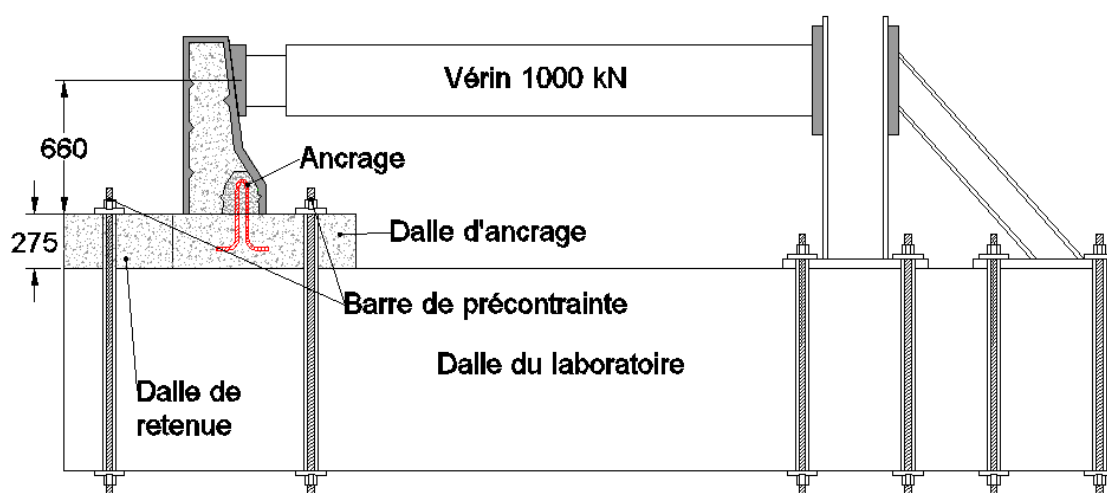


Figure 4-1 - Schéma du montage expérimental

4.1.1 Dalles d'ancrage

Les dalles d'ancrage ont été fabriquées à l'aide d'un moule réutilisable en acier. Les armatures ont été disposées en rang en suivant les espacements spécifiés aux plans, fournis à l'annexe A. Pour s'assurer d'un bon positionnement des barres d'armature en U, les deux ancrages en U d'extrémité ont été minutieusement positionnés. Par la suite, une barre N°25 a temporairement été positionnée entre ces ancrages pour aligner les ancrages restants (Figure 4-2). Lors de la coulée du béton de la dalle, un agent retardateur de prise est appliqué en surface, sur la zone d'appui du parapet. Après le mûrissement en cure thermique, un jet d'eau à haute pression a été appliqué sur la surface de la dalle pour obtenir une surface à granulats exposés et favoriser l'adhérence du parapet sur la dalle.



Figure 4-2- Alignement des ancrages en U

4.1.2 Parapet BRF70MPa-1.5%

La construction des parapets en BRF70MPa-1.5% s'est effectuée en plusieurs étapes. Les moules utilisés pour la production des parapets BRF70MPa-1.5% étaient issus du projet de maîtrise de Niamba (2009). Ces moules avaient la particularité de permettre la fabrication de parapets d'épaisseurs variées, facilitant ainsi leur réutilisation. Deux moules ont été modifiés en ajoutant la niche en acier qui a été boulonnée directement au moule. Les clés de cisaillement, boulonnées à la niche, étaient démontables pour faciliter le démoulage. La niche comprenait quatre ouvertures dans lesquelles les cadres d'armature ont été insérés (Figure 4-3- a). Pour

s'assurer que le recouvrement minimum de béton était respecté autour des armatures, des espaceurs en plastique ont été utilisés.

L'étanchéité du moule a été assurée par la mise en place de joints de silicone à l'intérieur du moule. De plus, une mousse calfeutrant à base de latex a été installée dans chacune des fentes de la niche (Figure 4-3- b).

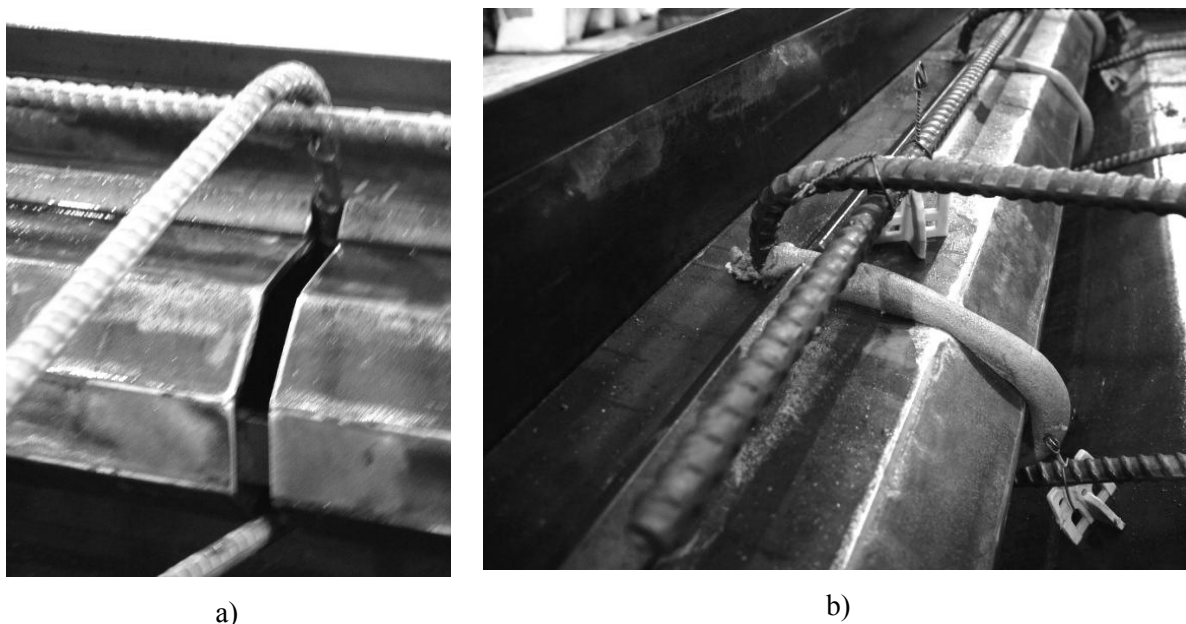


Figure 4-3 – Installation des armatures

a) Fente dans la niche b) Mousse d'étanchéité et espaceur

Avant la coulée du béton, toutes les surfaces du moule étaient nettoyées au jet d'air haute-pression. De plus, la niche et la base du parapet étaient enduites d'agent retardateur de prise spécifiquement conçu pour adhérer aux surfaces verticales. Ce traitement de surface avait permis d'obtenir une surface avec granulats exposés pour maximiser l'adhérence du mortier de la niche au parapet. Les autres surfaces du moule étaient traitées à l'huile pour permettre un démoulage rapide et efficace.

Deux parapets BRF70MPa-1.5% étaient fabriqués simultanément à l'aide du même volume de béton d'un camion-malaxeur. Dans un premier temps, tous les constituants, sauf les fibres, étaient ajoutés à l'aide de l'équipement automatisé du partenaire industriel. Après le temps de malaxage spécifique au mélange, les fibres étaient ajoutées à la main directement dans le camion-malaxeur.

Avant de procéder à la coulée, des essais d'affaissement et de teneur en air étaient effectués pour s'assurer de la conformité du mélange.

Grâce au comportement autoplaçant du BRF70MPa-1.5%, la coulée se faisait assez rapidement. Le béton était coulé directement dans le moule en utilisant la goulotte du camion-malaxeur. Après la coulée du premier parapet et avant la coulée du second parapet, des spécimens de caractérisation du mélange (cylindres de compression, dalles de flexion en trois points, os de traction directe) étaient produits (Figure 4-4).



Figure 4-4 - Spécimens de caractérisation du béton

Une fois la coulée de béton terminée, les parapets et les spécimens de caractérisation étaient mis en cure thermique pour une durée d'environ 12 h. Cette cure thermique s'effectuait à une température minimale de 60 degrés avec une humidité relative de 90 %. Par la suite, les parapets et spécimens étaient démoulés. Le démoulage des parapets s'effectuait en enlevant chaque côté du moule, puis la niche et finalement les clés de cisaillement. Ensuite, un jet d'eau à haute pression était appliqué sur la niche et sous le parapet pour enlever la pâte de ciment qui n'avait pas durci grâce au retardateur de prise. Cela a permis l'obtention d'une surface à granulats exposés améliorant l'adhésion du mortier au parapet (Figure 4-5). Une seconde cure thermique était ensuite appliquée. Après une période de 48 heures, la résistance à la compression du béton était mesurée sur 3 cylindres. Si le béton n'atteignait pas la résistance souhaitée de 70 MPa, une série de cures supplémentaire de 24 h était appliquée jusqu'à l'obtention de la résistance désirée.



Figure 4-5 - Surface à granulats exposés de la niche

4.1.3 Fabrication des parapets hybrides BRF120MPa-4%

La fabrication des parapets hybrides BRF120MPa-4% s'effectuait en deux étapes. Dans un premier temps, un cœur en BO40MPa était coulé. Le moule utilisé pour le cœur était une version modifiée des moules utilisés pour les parapets BRF70MPa-1.5%. La profondeur du moule était ajustée pour obtenir les dimensions réduites du cœur. De plus, des cornières de 38 mm ($1\frac{1}{2}$ po) étaient installées pour créer des clés de cisaillement afin de favoriser le transfert d'effort entre le cœur en BO40MPa et la coque en BRF120MPa-4%. Toutes les surfaces du moule étaient enduites d'agent retardateur de prise, un autre type d'agent retardateur était également vaporisé sur la surface à l'air libre de béton.



Figure 4-6 - Moule pour la fabrication du cœur en BO40MPa du parapet hybride

Une première cure thermique d'environ 12 h était effectuée immédiatement après la coulée pour permettre au béton d'atteindre rapidement la résistance nécessaire pour le démoulage. Après le démoulage, un jet d'eau haute pression était utilisé pour obtenir une surface à granulats exposés (Figure 4-7). Par la suite, une seconde cure thermique d'une durée de 48 heures était effectuée.



Figure 4-7 - Obtention d'une surface à granulats exposés, cœur de BO40MPa

Une fois la cure du cœur en BO40MPa complétée, ce dernier était installé verticalement à l'intérieur du moule de la coque. Le BRF120MPa-4% était donc coulé entre le cœur, qui agit ici comme moule intérieur, et la paroi du moule permettant d'avoir un fini extérieur lisse. Aucun traitement particulier n'était appliqué au cœur, par contre le moule d'acier était huilé pour faciliter le démoulage. Le BRF120MPa-4% était fabriqué dans un mélangeur planétaire puis versé dans un godet muni d'un dispositif d'ouverture manuel. Le BRF120MPa-4% était coulé directement dans l'interstice de 30 à 60 mm d'épaisseur entre le cœur et le moule par une ouverture aménagée sur le dessus du moule (Figure 4-8).

Le temps de mise en place total du béton de la coque pour un parapet a été d'environ 10 minutes. Aucun problème de blocage du béton dans le moule n'a été observé lors de la coulée. Cela s'explique par le comportement autoplaçant du BRF120MPa-4% qui s'écoulait facilement à l'intérieur du moule.



Figure 4-8 - Coulé du BRF120MPa-4% de la coque du parapet hybride.

En se basant sur les travaux de Bastien Masse (2007), la cure thermique a débutée 48h après le contact eau-ciment. En effet, une mise en cure accélérée trop hâtive du BRF120MPa-4% a pour effet de diminuer ses propriétés mécaniques. Après la période d'attente, une cure d'une durée de 72h était effectuée pour atteindre les spécifications du mélange. Les spécimens de caractérisation qui étaient coulés à la suite de la coque ont également subi la même cure.

4.1.4 Mise en place des parapets

Le montage expérimental utilisé est dérivé des travaux de Niamba (2009). Étant donné la modification de la procédure d'ancrage des parapets, la procédure de mise en place des parapets a été modifiée. La procédure pour les essais statiques et dynamique se trouve à l'annexe B. Une photo en plan du montage avec ses différents éléments est présentée à la Figure 4-9.

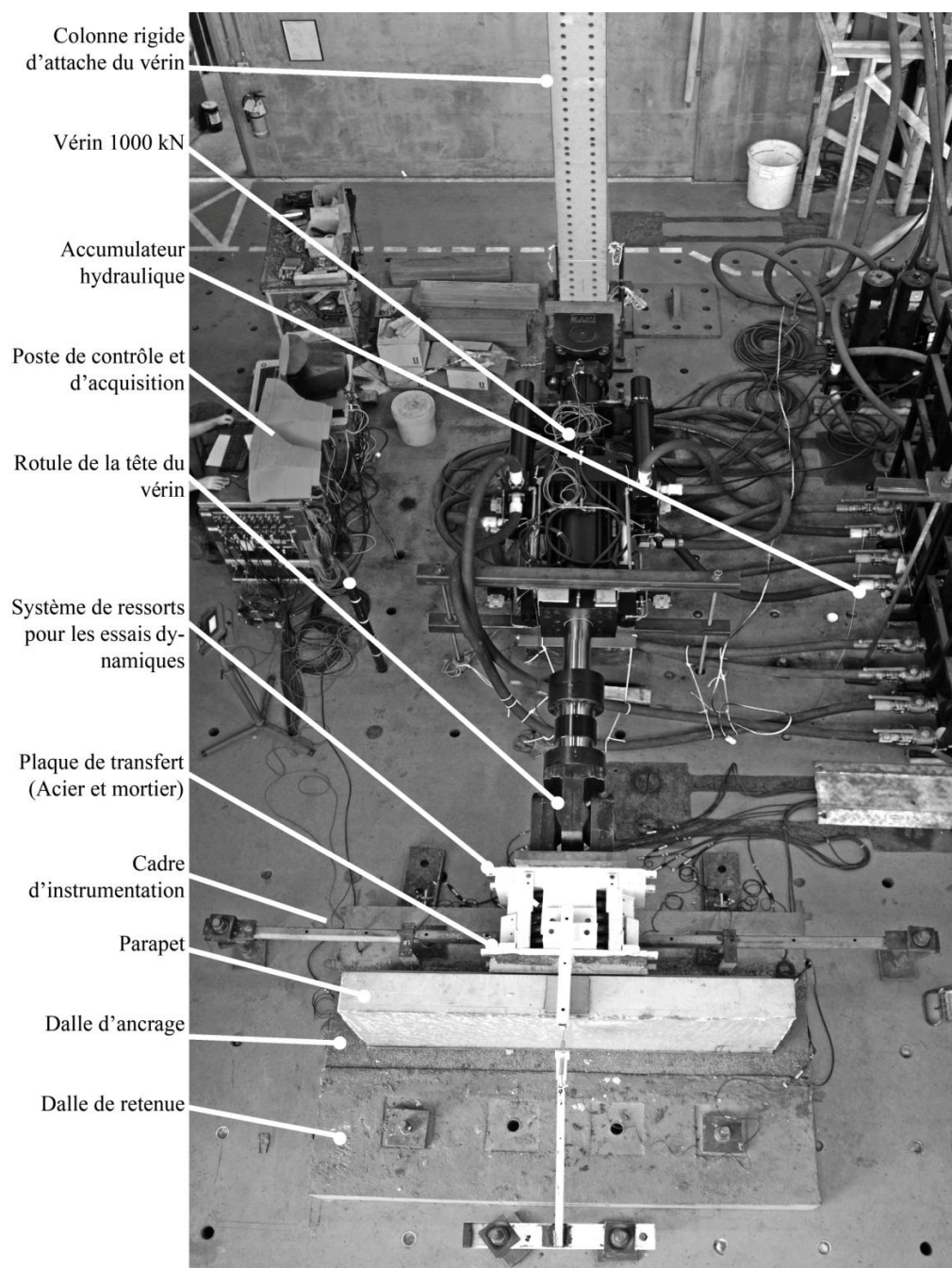


Figure 4-9 - Montage expérimental pour les essais statistiques et dynamiques

4.1.4.1 Mise en place de la dalle de retenue

La dalle de retenue empêche le glissement de la dalle d'ancrage et du parapet lorsque le chargement est appliqué. La dalle de retenue était ancrée à la dalle du laboratoire à l'aide de deux barres de précontrainte de 38 mm de diamètre (Figure 4-10). La tension appliquée était de 350 kN par barre et la dalle de retenue est restée en place tout au long du programme expérimental.

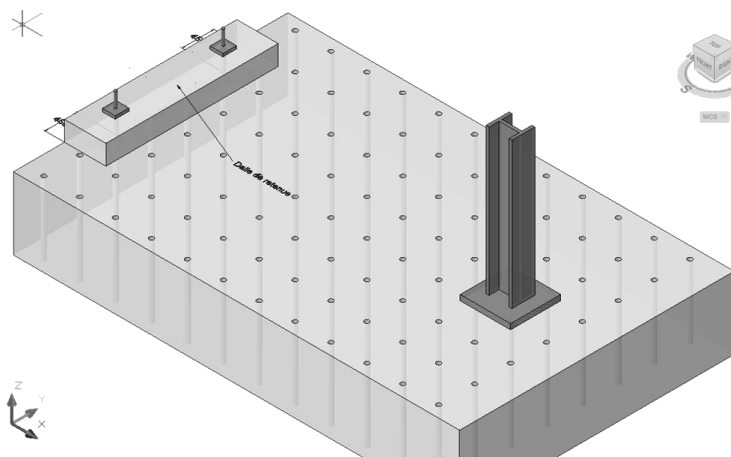


Figure 4-10 - Mise en place de la dalle de retenue

4.1.4.2 Mise en place de la dalle d'ancrage

Deux types d'ancrages ont été utilisés lors de la phase expérimentale, soit un ancrage avec armature en « U » et un ancrage par goujons. Dans tous les essais, la position de la niche était la même, tout comme le positionnement des dalles de retenue et d'ancrage. Pour l'étude des parapets avec ancrage en U, les barres d'armature étaient mises en place lors de la coulée de la dalle en usine comme expliqué précédemment. Pour fixer ce type de dalle, la seule manipulation à faire au laboratoire était l'installation des plaques de transfert de charges et les barres de précontrainte de 38 mm avec une charge de 350 kN par barre (Figure 4-11).

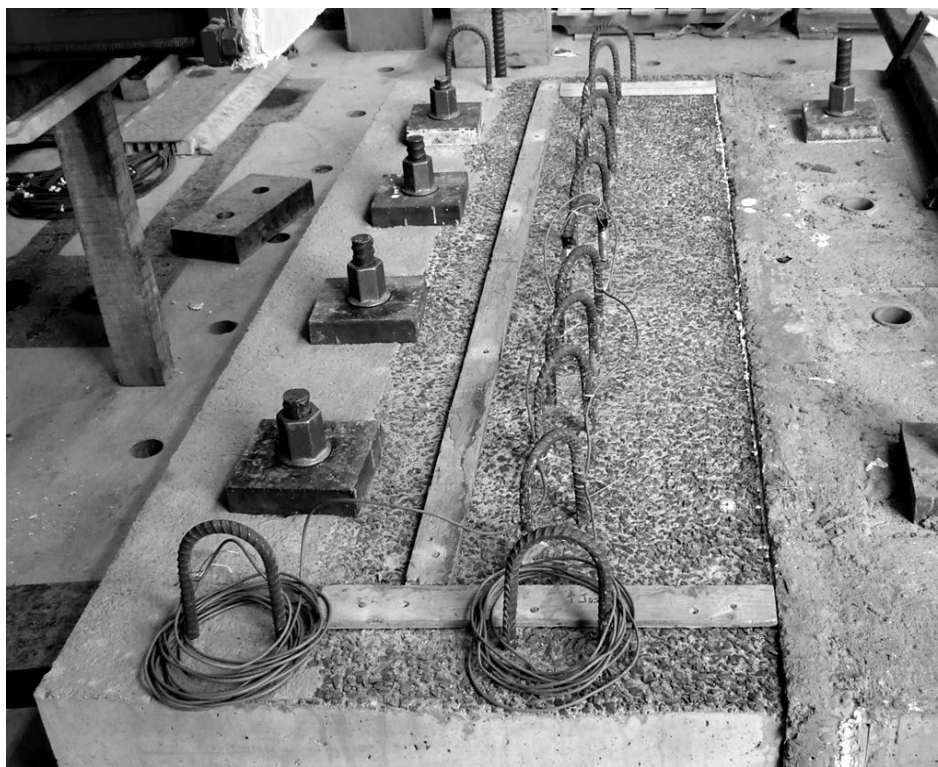


Figure 4-11 - Dalle d'ancrage avec barres d'armatures en U

Dans le cas de l'ancrage avec goujons (Figure 4-12), l'installation des goujons se faisait au moment de la mise en place de la dalle d'ancrage. Dans un premier temps, des trous de 175 mm de profondeur et de 19.5 mm de diamètre étaient percés. Pour s'assurer d'une bonne adhérence entre la colle d'époxy et le béton de la dalle, un nettoyage minutieux des trous était effectué. Le nettoyage consistait à vider les trous grâce à un jet d'air sous pression. De l'eau était ensuite injectée et les trous étaient nettoyés mécaniquement à l'aide d'une brosse rotative. Ce processus était répété à deux reprises pour obtenir une interface de qualité. Une fois le nettoyage complété, de la résine d'époxy était injectée dans un trou jusqu'à mi-hauteur et le goujon d'ancrage était introduit (Figure 4-13).

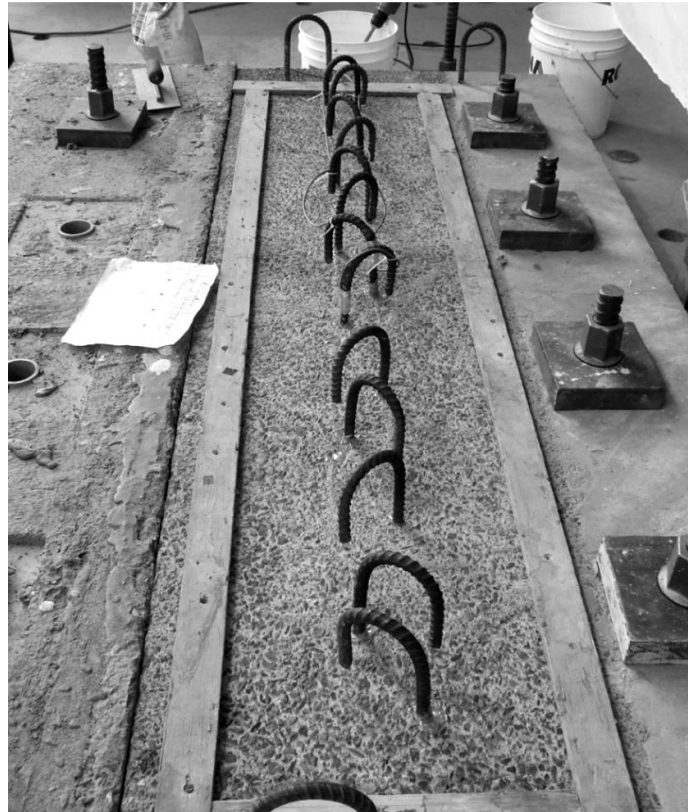


Figure 4-12 - Dalle d'ancrage avec goujons

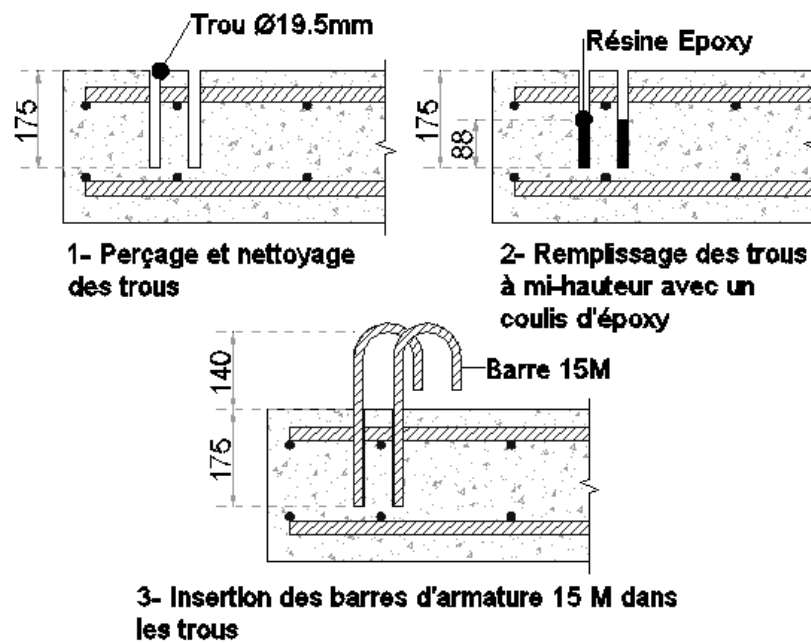


Figure 4-13 – Étapes de mise en place des goujons

4.1.4.3 Préparation de la niche

Avant de procéder à la mise en place du parapet et à l'injection du mortier, la niche devait être préparée. Le parapet était dans un premier temps déposé sur sa face arrière de façon à avoir accès à la niche. Une fois dans cette position, on procédait au forage de trous de 6.35 mm ($\frac{1}{4}$ po) de diamètre pour l'installation des capteurs P1 et P2 servant au suivi du décollement de la niche par rapport au parapet (Figure 4-17 - Installation des capteurs P1 et P2).

La qualité du béton à l'intérieur de la niche était vérifiée à l'aide d'un ciseau à froid et d'un marteau. Cette vérification était principalement faite au niveau des arrêts des clés de cisaillement où de l'écaillage avait été noté pour les premiers parapets fabriqués. Par la suite, la niche était nettoyée au jet d'air et à l'aspirateur.

4.1.4.4 Mise en place du parapet

Pour s'assurer d'un bon lien entre le parapet et la dalle et minimiser le risque de fuites lors de l'injection du béton dans la niche, un coulis de mortier d'une épaisseur d'environ 10 mm était mis en place sur la dalle d'ancrage (Figure 4-14a). Une fois la dalle d'ancrage préparée, le parapet était mis en place (Figure 4-14b).



Figure 4-14 – Mise en place du parapet sur la dalle d'ancrage

a) coulée du mortier sur la dalle d'ancrage **b)** positionnement du parapet

Pour l'injection sous-pression du mortier de la zone d'ancrage, les deux extrémités de la niche étaient bouchées avec un contre-plaqué. Le contre-plaqué était fixé au parapet à l'aide de vis à béton de 52 mm (2 po) et un joint de silicone était ajouté pour assurer l'étanchéité de la niche. Du côté de la pompe, un trou de 37.5 mm (1,5 po) avait préalablement été percé dans le contre-plaqué pour permettre la mise en place d'un tuyau d'injection. De l'autre côté du parapet, un autre trou a été percé dans le contre-plaqué et un tuyau de PVC a été mis en place de façon à ce que la sortie du tuyau soit plus haute que le sommet de la niche. Cela permettait l'évacuation efficace de l'air et minimisait le risque de bulles d'air entrappées dans la niche.

4.1.4.5 Coulée du mortier

La coulée du mortier s'effectuait une fois le silicone de scellement durci. Une fois le mortier prêt, la pompe était alors connectée au tuyau d'injection et, l'injection pouvait commencer (Figure 4-15a). La pompe utilisée pour l'injection était de type piston activé à l'air sous pression. Le taux d'injection nominal de la pompe était de 14 litres par minute. L'injection était jugée complète lorsque le mortier s'écoulait du tuyau d'évacuation d'air (Figure 4-15b).

Lors de chaque injection, 3 cylindres de mortier de 102 mm de diamètre étaient produits pour obtenir la résistance à la compression du mortier le jour de l'essai sur le parapet. Pour les premiers parapets testés, une épaisseur de 40 mm de mortier a été coulée entre la dalle de retenue et la dalle d'ancrage (Figure 4-15c). Cela était rendu nécessaire à cause d'un défaut de fabrication des dalles d'ancrage. Ce problème a été corrigé en cours de projet.



a)



b)



c)

Figure 4-15 Injection du mortier

a) Injection de la niche du parapet **b)** Tuyau d'évacuation de l'air **c)** injection de l'interstice entre les dalles d'ancrage et de retenue

4.1.5 Instrumentation

Dans le but d'obtenir le maximum d'informations lors des essais, plusieurs capteurs de déplacement (LVDT) et jauges de déformation étaient utilisés. La Figure 4-16 illustre le plan d'instrumentation et le Tableau 4-1 résume le rôle des différents capteurs utilisés. Les plans complets d'instrumentation sont montrés à l'annexe B.

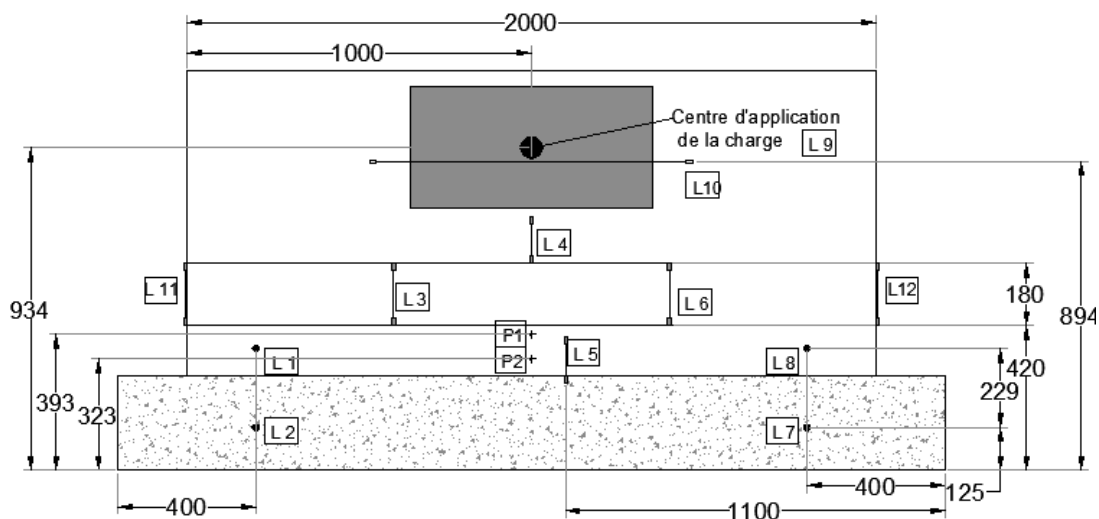


Figure 4-16 - Vue de face de l'instrumentation

Tableau 4-1 – Identification des capteurs

Capteur sur les parapets et la dalle d'ancrage	
Identification	Fonction
L1	Déplacement du parapet (N-S)
L2	Déplacement de la dalle (N-S)
L3	Ouverture de fissure, devant le parapet, (changement section)
L4	Ouverture de fissure, devant le parapet
L5	Soulèvement du parapet
L6	Ouverture de fissure, devant le parapet, changement de section
L7	Déplacement de la dalle (N-S)
L8	Déplacement du parapet (N-S)
L9	Déplacement du parapet, vis-à-vis la charge
L10	Ouverture de fissure, derrière le parapet (E-O)
L11	Ouverture de fissure, Niche (Sud)
L12	Ouverture de fissure, Niche (Nord)
Capteur dans la niche	
P1	Décollement de l'interface
P2	Décollement de l'interface
J1	Jauge de déformation, traction dans les ancrages
J2	Jauge de déformation, traction dans les ancrages

4.1.5.1 Instrumentation des parapets préfabriqués et de la dalle d'ancrage

Chaque parapet était instrumenté de façon à obtenir le maximum d'informations pour l'analyse. Les capteurs de déplacement étaient utilisés de deux façons différentes, soit pour mesurer le déplacement du parapet ou pour mesurer l'ouverture de fissure. Les capteurs L3, L4 et L6 étaient installés pour mesurer l'ouverture de fissure à l'avant du parapet. Le capteur L4 a dû être retiré en cours d'essai à cause du risque d'endommagement trop élevé du capteur en cas de rupture subite du parapet. Le capteur L10 mesurant l'ouverture de fissure à l'arrière le parapet a également été enlevé en cours d'essai pour la même raison. Pour les parapets BRF70MPa-1.5% testés pour un chargement statique, les capteurs L11 et L12 étaient installés sur le mortier de remplissage de la niche pour mesurer l'ouverture de fissures horizontales dans le mortier de la niche.

Le déplacement du parapet a été mesuré par le capteur L9 à l'arrière du parapet. Ce capteur était aligné avec le point central d'application de la charge. Le soulèvement du parapet était mesuré à sa base, à mi-portée par le capteur L5. Les capteurs L1 et L8 mesuraient le déplacement de la face du parapet à sa base. Les capteurs L2 et L7 avaient été utilisés pour évaluer le glissement de la dalle d'ancrage. Le déplacement de la dalle était par la suite soustrait au déplacement du parapet (L9) pour obtenir le déplacement net du parapet.

4.1.5.2 Instrumentation de la connexion

Pour identifier le moment de rupture de l'interface, les capteurs P1 et P2 ont été installés dans la niche à travers le parapet Figure 4-17. Les capteurs étaient fixés à une tige filetée dont la tête est noyée dans le mortier lors de l'injection de la niche. La différence entre la lecture des capteurs P1/P2 et L1/L8 indiquait la progression de la rupture à l'interface de la niche et du parapet.

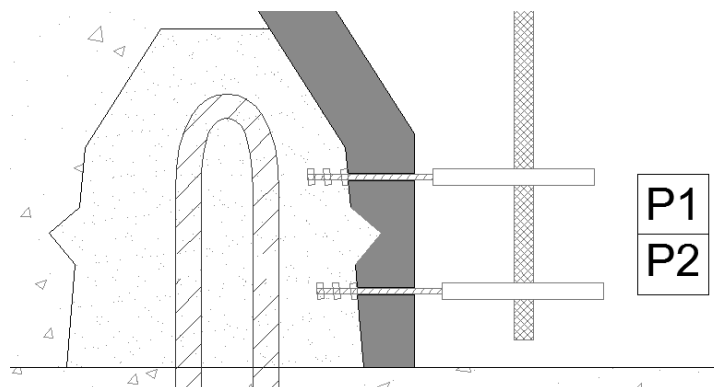


Figure 4-17 - Installation des capteurs P1 et P2

Deux jauges de déformation étaient installées sur les barres d'armature de la connexion pour chaque parapet. Dans le cas des parapets utilisant un ancrage en U, l'armature centrale était instrumentée. Une jauge était installée sur chacune des tiges du « U » de manière à mesurer la déformation de chaque côté de la niche. Pour les parapets avec un ancrage à goujons, 2 goujons adjacents et au centre ont été instrumentés.

4.1.6 Application de la charge

Deux types d'extrémités de vérin ont été utilisés pour appliquer la charge sur le parapet. Dans les deux cas, une connexion rotulée faisait le lien entre l'extrémité amovible et le vérin de 1000 kN. De plus, pour garantir une application uniforme de la charge sur le parapet, un coulis de mortier était placé entre la plaque d'acier et le parapet.

Pour l'essai statique, le chargement du vérin était contrôlé en déplacement. Cela a permis l'obtention d'une courbe de résistance complète, incluant la partie post-pic suivant la résistance maximale. Pour les essais dynamiques, le système d'application de la charge a été modifié pour pouvoir reproduire adéquatement le taux de chargement d'un véhicule. Un système de ressort, développé par Niamba (2009), était installé entre la plaque d'acier et la rotule (Figure 4-19). Le système de ressort était calibré pour connaître sa relation force-écrasement et en déduire sa rigidité. En connaissant à la fois la fonction de rigidité du système de ressort et le déplacement du système de ressort, mesuré à l'aide de 4 LVDT, il était possible de connaître la charge appliquée au parapet.

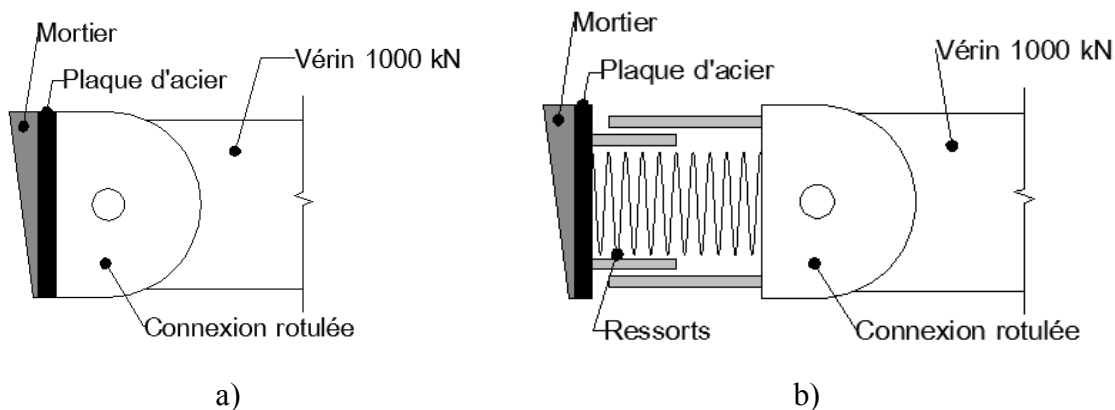


Figure 4-18 - Schéma de l'extrémité du vérin

a) Essai statique b) Essai dynamique

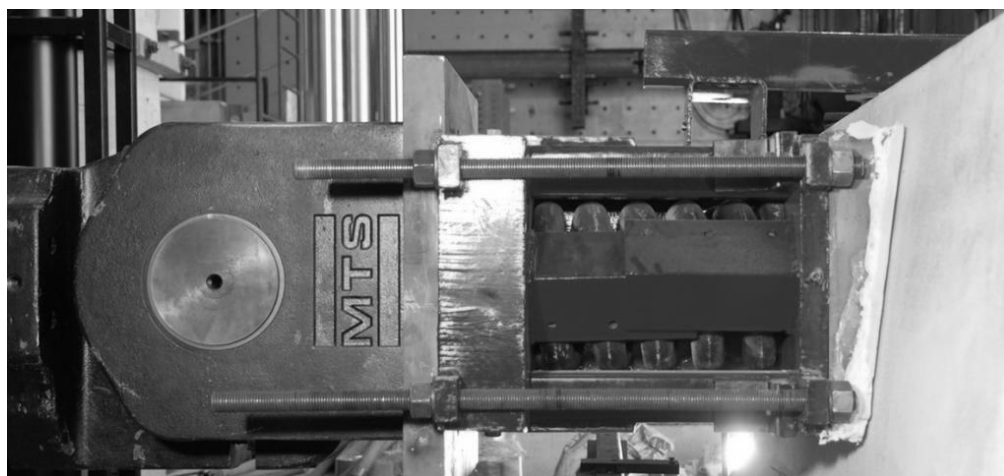


Figure 4-19 – Extrémité du vérin pour les essais dynamiques

Bien que le chargement dynamique était contrôlé par l'écrasement des ressorts, l'essai se déroulait en contrôle de force. En effet, la quantité d'énergie accumulée dans les ressorts se libère brusquement si la résistance résiduelle du parapet devient inférieure à l'énergie accumulée dans les ressorts, empêchant l'obtention du comportement post-pic du parapet. Lors des essais statiques qui suivaient le chargement dynamique, la course maximale des ressorts ne permettait pas l'atteinte de la rupture des parapets. À partir de 285 kN, un système de retenue bloquait la compression des ressorts pour éviter la libération de l'énergie accumulée dans les ressorts. À partir du blocage de l'écrasement des ressorts, la charge était contrôlée par le chargement du vérin en déplacement. Cette transition d'un régime en force contrôlée vers un régime en

déplacement contrôlé permettait d'évaluer le comportement post-pic du parapet après la charge maximale.

4.2 Étude paramétrique expérimentale

Bien que la conception des parapets ait été principalement réalisée à l'aide de modélisations numériques, de nombreux détails constructifs ont été fixés lors de la fabrication et d'essais statique sur les parapets. Une étude paramétrique a permis de tester le type d'interface, la disposition des armatures, le type d'ancrage et la contribution des fibres dans la niche. Dans cette section, une présentation et une analyse sont réalisées sur les résultats des essais qui ont apporté des informations pertinentes sur la qualité de l'interface et la composition du mortier de la niche.

4.2.1 Interface de la niche

4.2.1.1 Interface de la niche

Les premiers spécimens de parapets ont été fabriqués avec un béton BRF50MPa-1% et ne comportaient aucune préparation particulière au niveau de l'interface de la niche. C'est donc dire que comparativement aux parapets finaux produits, aucun agent retardateur de prise n'était appliqué sur le moule d'acier pour obtenir une surface à granulats exposés. Il en résultait une surface de niche très lisse offrant peu d'adhérence au mortier de remplissage de la niche (Figure 4-20a).

Lors de l'essai statique, une fissure s'est rapidement développée sur le pourtour de la niche (Figure 4-20b). Au lieu d'obtenir un comportement monolithique du parapet et de la niche, le parapet a plutôt effectué une rotation autour de la niche. Le mortier de la niche n'a donc pas été sollicité comme prévu par les modèles numériques. Il est possible d'observer à la Figure 4-20c le décollement de l'interface entre la niche et le parapet suite à l'essai.

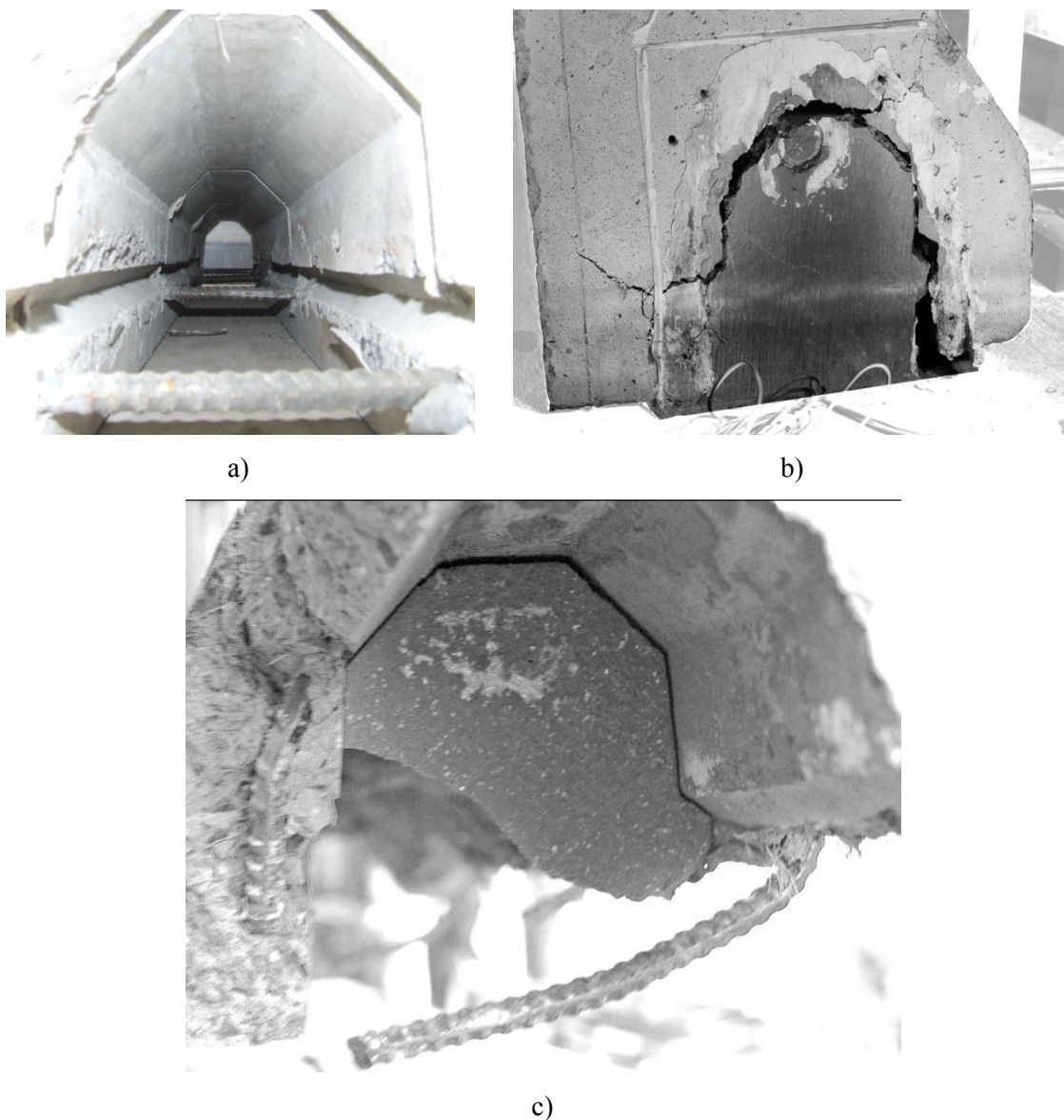


Figure 4-20 –Niche du parapet BRF50MPa-1% avec surface lisse
 a) Avant le remplissage b) à la rupture c) au démontage

Pour augmenter la rugosité de l'interface lisse de la niche, une abrasion au jet de sable (*sandblast*) a été effectuée. L'abrasion au jet de sable a permis d'obtenir une microrugosité de l'ordre de 0.5 à 1 mm ainsi que l'élimination de la laitance. De plus, pour assurer un meilleur appui du parapet sur la dalle, un coulis de mortier a été installé entre le parapet et la dalle. Les mesures correctives se sont avérées efficaces. En effet, lors de l'essai statique, la fissure autour de la niche ne s'est pas développée comme pour le parapet BRF50MPa-1%-Lisse (Figure 4-21).



Figure 4-21 - Rupture du parapet BRF50MPa-1% avec surface de niche préparé au jet de sable.

Les courbes forces-déplacement pour les parapets BRF50MPa-1% avec surface lisse et préparé au jet de sable sont présentés à la Figure 4-22. Il serait hasardeux de comparer en détail les courbes étant donné les très nombreuses différences entre les parapets. En effet, outre le type d'interface de la niche, l'utilisation ou non de mortier de liaison entre le parapet et la dalle et les cadres d'armatures sont différents pour chacun des parapets. Néanmoins, on peut observer que la rigidité initiale tend à augmenter significativement avec l'amélioration de l'interface de la niche, car la délamination d'interface est éliminée.

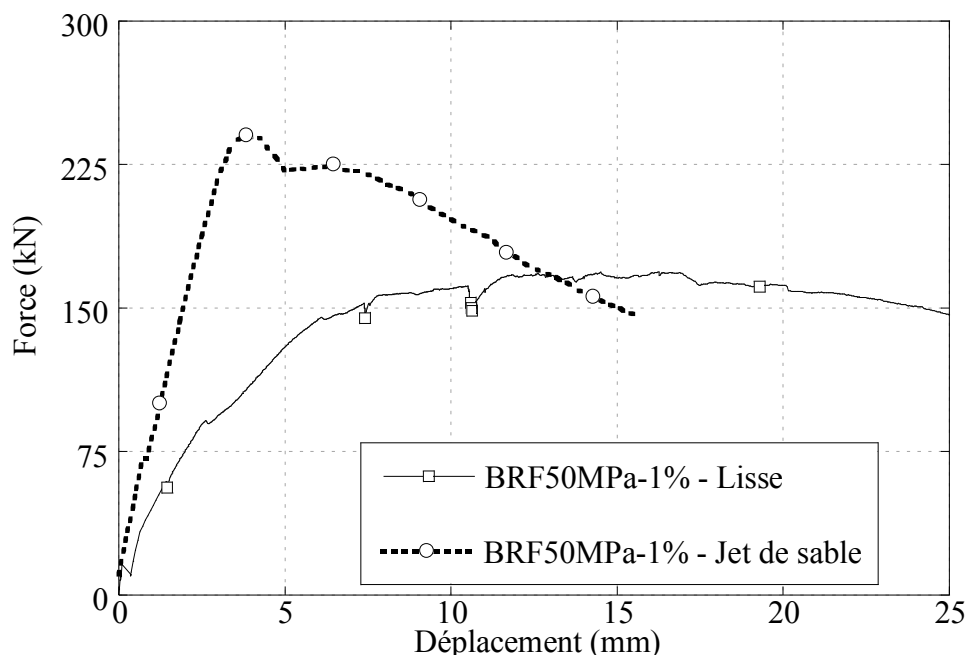


Figure 4-22 – Influence de la qualité de l’interface, parapet BRF50MPa-1

4.2.2 Influence de la résistance à la fissuration du mortier de la niche

Suite aux observations précédentes, il est apparu que lorsque la rupture se produisait dans le mortier de la niche, elle s’y propageait très rapidement. De fait, l’énergie de rupture d’un mortier conventionnel est très faible par rapport à celle d’un béton. Le développement et la propagation survient rapidement sans présence de granulats qui contribuent à la déviation des fissures et parfois à leur émoussement. Pour augmenter l’énergie de rupture et donc la ductilité de la rupture, un volume de 1 % de fibres d’acier de 10 mm a été ajouté au mortier de remplissage.

Deux parapets en BRF50MPa-1% sans armatures ont été fabriqués et soumis à un chargement statique. La niche de ces deux parapets avait été traitée au jet de sable pour obtenir une finition rugueuse. La mise en place des deux parapets a été faite de façon identique et les deux parapets ont été construits avec un béton provenant de la même gâchée.

Un parapet a été testé en utilisant un mortier non-fibré pour le remplissage de la niche comme pour les essais sur les parapets BRF50MPa-1% avec interface lisse et traité au jet de sable. Lors de l’essai statique, la rupture s’est produite à la fois dans le parapet et dans la partie supérieure de la niche. La fissure dans la niche s’est développée rapidement (Figure 4-23a). La résistance

maximale du parapet BRF50MPa-1% avec une niche sans fibre a été de 180 kN (Figure 4-24). De plus, en l'absence de cadres d'armatures, le comportement post-pic du parapet était assuré entièrement par les fibres présentes dans le béton du parapet. Ceci explique la chute rapide de résistance comparativement aux parapets avec armatures (section 4.2.1).

Le parapet BRF50MPa-1% testé avec un mortier fibré a démontré une résistance maximale de 223 kN (Figure 4-24). Aucune fissuration visible n'a été notée dans la niche du parapet (Figure 4-23b). La rigidité des deux parapets est très semblable avant 100 kN, par la suite l'énergie de rupture supérieure du mortier fibré déplace le plan de rupture habituel de la niche vers le parapet. Un gain de résistance important a été obtenu avec l'ajout de fibre dans le mortier de remplissage.

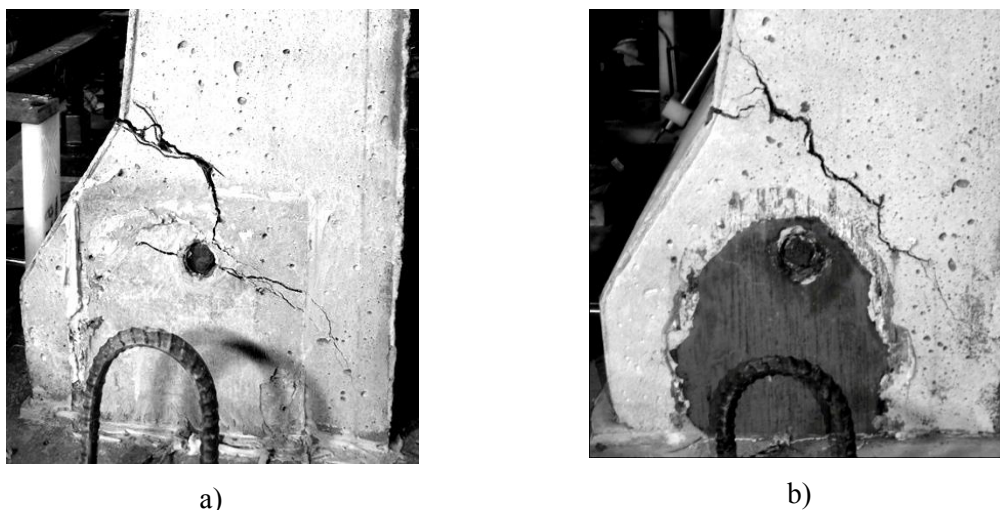


Figure 4-23 – Influence de la résistance à la fissuration du mortier de la niche, parapets en BRF50-1%

a) Mortier sans fibre b) Mortier avec fibres, 1% volumique

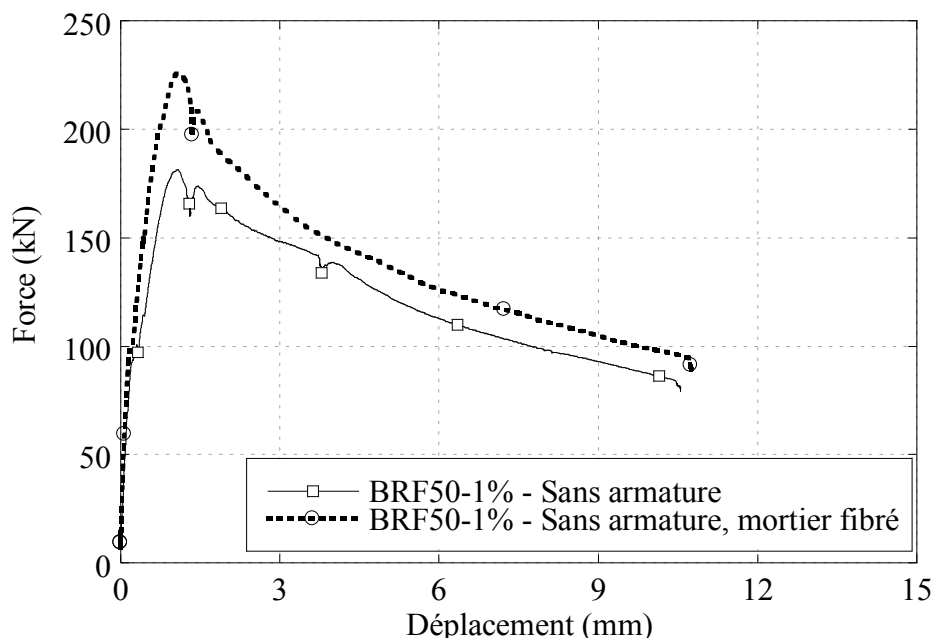


Figure 4-24 – Comparaisons des courbes force-déplacement pour deux parapets BRF50MPa-1%-SA avec niche fibré et non-fibré.

4.3 Essais dynamiques

Dans le cadre du projet de recherche, deux types d'essais ont été effectués sur les parapets : les essais statiques et les essais dynamiques. Les résultats des essais statiques ont été couverts dans l'article au chapitre 3, alors que la description, les résultats et la discussion des essais dynamique seront présentés dans cette section.

4.3.1 Description des essais dynamiques

Les essais dynamiques effectués dans le cadre du projet visent à recréer l'impact d'une voiture de type 820C (AASHTO , 2007). Les données brutes d'un essai d'impact impliquant une Toyota Echo 2000 de 1244 kg, correspondant à la catégorie 820C, circulant à une vitesse 110 km/h et frappant un parapet avec un angle d'incidence (θ) de 20 degrés ont été publiées par Jian and al. (2004). Les données brutes couvrent l'accélération du véhicule par rapport à son centre de gravité, dans les directions x et y (Figure 4-25). Ces accélérations sont par la suite transformées pour obtenir l'accélération normale (N) et tangentielle (T) par rapport au parapet Figure 4-25. En connaissant la masse du véhicule, il est possible de connaître la force appliquée par le véhicule sur le parapet en utilisant l'équation 4-1.

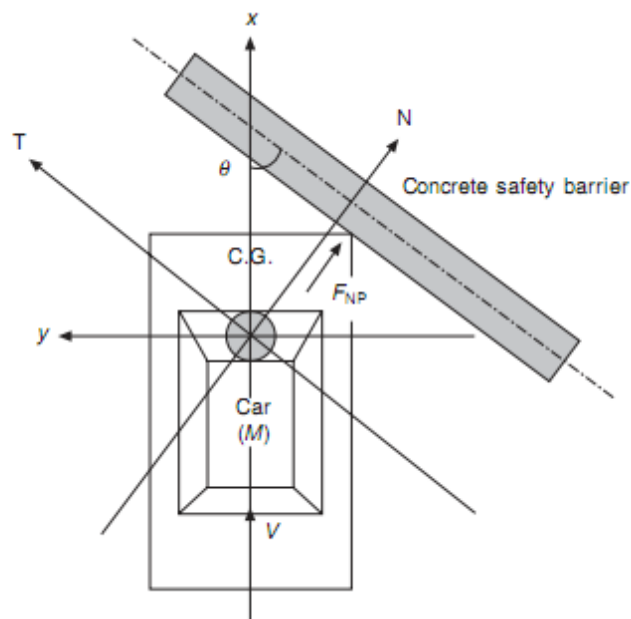


Figure 4-25 – Système de coordonnées pour le véhicule et le parapet (Jian and al., 2004)

$$a_N = a_x * \sin \theta + a_y * \sin \theta \quad (4-1)$$

$$F_N = M_{véhicule} * a_N \quad (4-1)$$

Les données d'accélération normale (a_N) en fonction du temps présentées dans Jian et al. (2004) sont transformées en force en fonction du temps en utilisant l'équation 4-1. Afin de vérifier l'endommagement du parapet lors d'impact de moindres intensités, 3 impacts avec des charges réduites de 21.5 kN, 53 kN et 107.5 kN, d'une durée de 0.1 seconde (chargement de 0.05 seconde, déchargement de 0.05 seconde), ont été appliqués au parapet avant la charge maximale de 215 kN. La Figure 4-26 illustre les signaux de contrôle de chaque niveau d'impact appliqué au parapet. Immédiatement après l'application des quatre niveaux de chargement, un essai statique a été effectué sur le parapet pour évaluer la résistance statique résiduelle et l'éventuel endommagement causé par les impacts sur le comportement de chacun des parapets.

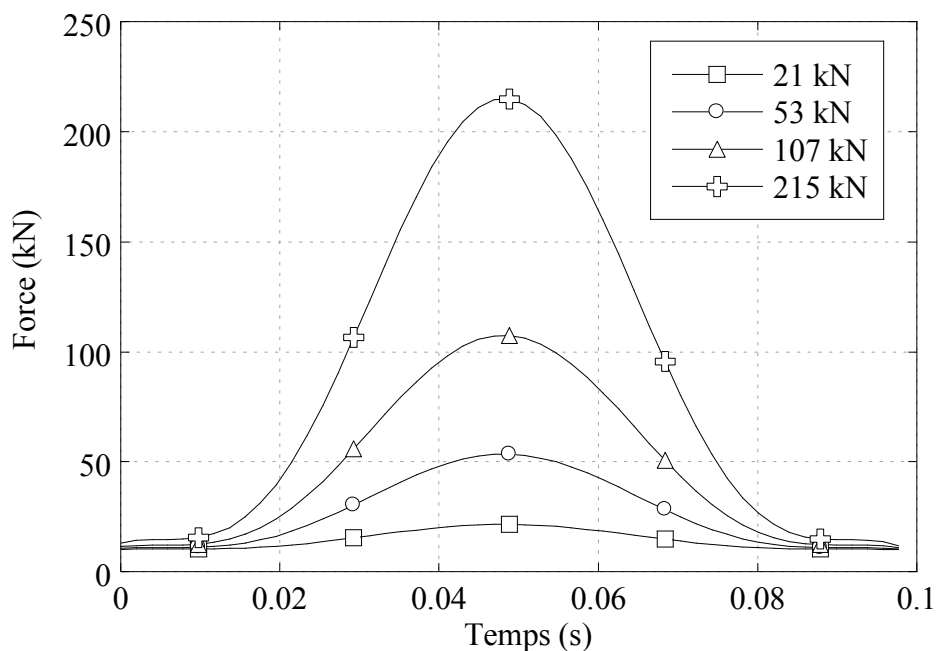


Figure 4-26 –Charges dynamiques appliquées à chacun des parapets

Dans Niamba (2009), il avait été impossible d'appliquer une force d'impulsion de 215 kN en 0.1 seconde (chargement de 0.05 seconde, déchargement de 0.05 seconde). L'impact de 215 kN avait alors été appliqué aux parapets en 0.2 seconde (chargement de 0.1 seconde, déchargement de 0.1 seconde). Cette limitation était due à la capacité limitée de la servovalve du vérin de 1000 kN. Dans le cadre du présent projet, cette limitation a été contournée en ajoutant une seconde servovalve (capacité doublée) pour fournir le débit d'huile nécessaire à l'application de l'impact de 215 kN en 0.1 seconde.

Pour contrôler la force appliquée au parapet par le vérin de 1000 kN, les signaux de force en fonction du temps de la Figure 4-26 sont transformés en signaux d'écrasement des ressorts en fonction du temps. Pour ce faire, l'équation 4-3 est utilisée pour transformer la force appliquée en écrasement du ressort.

$$d_{\text{écrasement}} = 0.007F_N^2 * 2.5473F_N + 9.4368 \text{ [mm]} \quad (4-2)$$

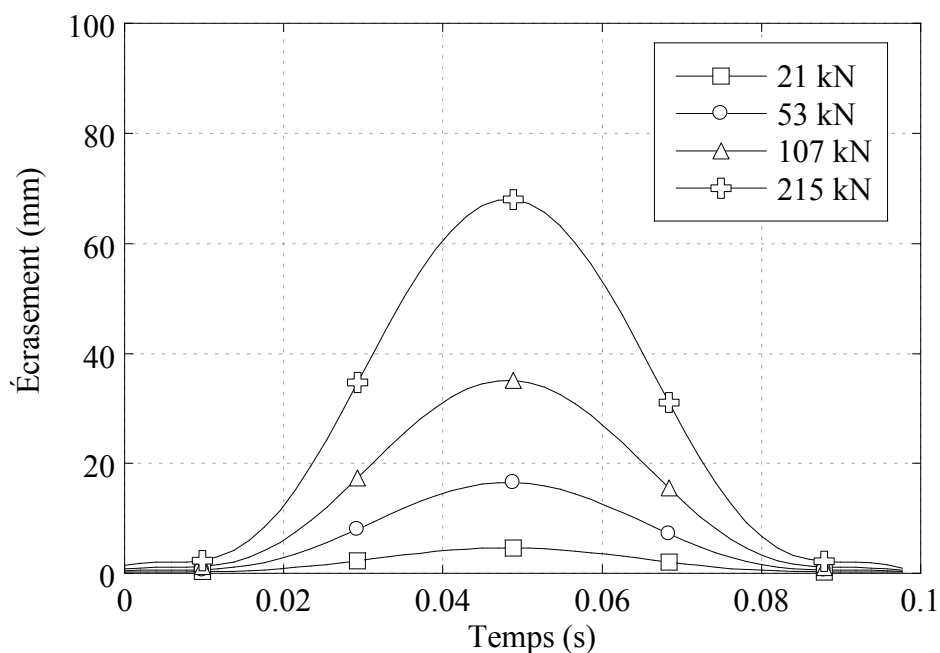


Figure 4-27 – Signaux de contrôle de l'écrasement des ressorts pour l'obtention des quatre niveaux de charge dynamique appliqués à chacun des parapets

4.3.2 Résultats

Les résultats obtenus lors des chargements dynamiques sur le parapet BRF70MPa-1.5 et le parapet hybride BRF120MPa-4% sont présentés à cette section.

4.3.2.1 Parapet BRF70MPa-1.5%

Les résultats du niveau de chargement dynamique de 21.5 kN ne sont pas présents sur les graphiques étant donné la présence de bruit dans les données qui empêche une lecture juste pour une charge de cette intensité. La Figure 4-28 illustre le chargement dynamique réel appliqué au

parapet BRF70MPa-1.5%. La charge dynamique maximale réellement appliquée est de 213.5 kN, soit à uniquement 0.7% d'écart par rapport à la valeur cible de 215 kN. Pour le chargement dynamique de 215 kN, à la fin de la phase de déchargement, la force appliquée au parapet devient nulle. Cela est dû au décollement partiel du dispositif d'extrémité du vérin causé par le retour élastique du parapet suite au chargement. Globalement, la charge dynamique réellement appliquée au parapet BRF70MPa-1.5% est très similaire au signal théorique de la Figure 4-27.

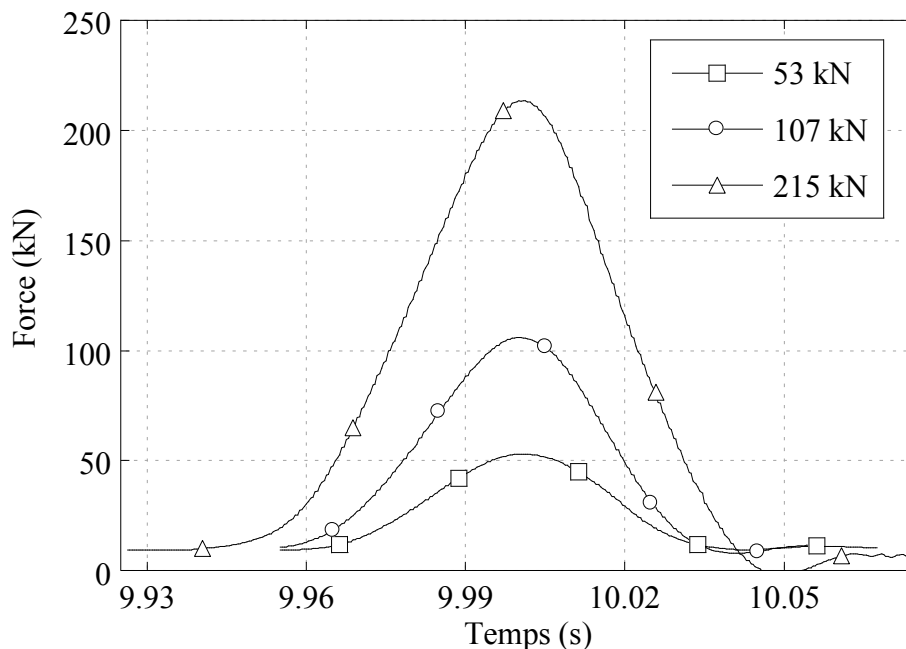


Figure 4-28 - Chargements dynamiques réels appliqués au parapet BRF70MPa-1.5%

Lors des l'essai dynamique sur les parapets BRF70MPa-1.5%, aucune fissure n'est apparue dans le parapet ou dans la niche, même pour le chargement de 215 kN. Les trois courbes de chargement de la Figure 4-29 montrent une perte de rigidité avec l'augmentation du niveau de chargement. Cela est particulièrement visible entre les charges de 107 et 215 kN. Globalement, la rigidité lors du chargement à un niveau supérieur est équivalente à la rigidité lors du déchargement de la charge précédente. La différence entre le déplacement initial du parapet et son déplacement final augmente en fonction du niveau de chargement appliqué.

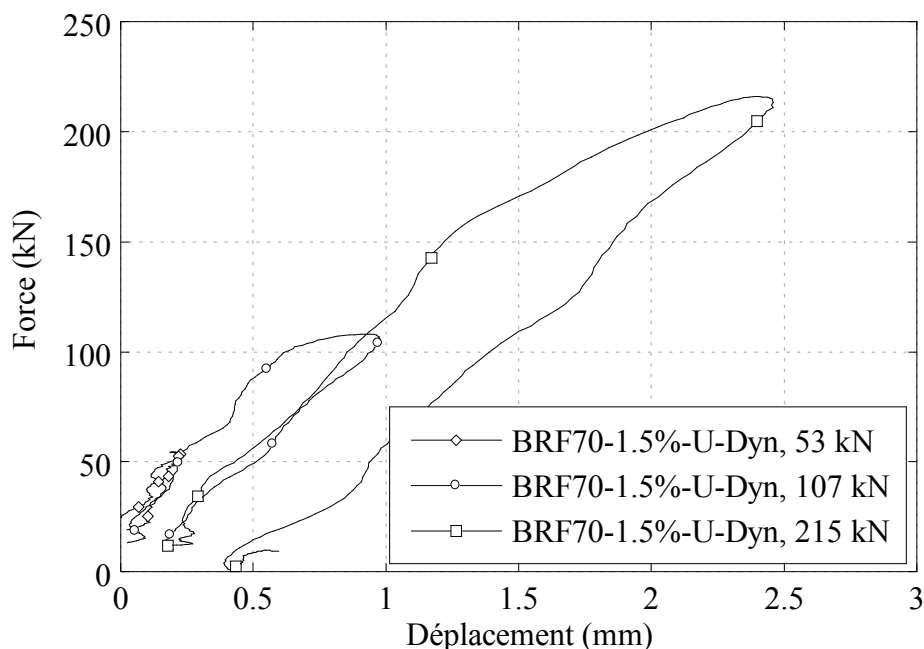


Figure 4-29 — Courbes force-déplacement du parapet BRF70MPa-1.5% pour différents niveaux de chargements dynamiques

La Figure 4-30 présente le comportement mécanique du parapet BRF70MPa-1.5% soumis à un chargement statique et à un chargement statique post-dynamique. Lors de l'essai statique suivant les quatre chargements dynamiques, la rigidité initiale a été la même que pour le déchargement de l'essai dynamique à 215 kN. La première fissure visible était apparue dans la niche pour une force de 275 kN. Cette fissure s'était initiée dans le bas de la niche, à la jonction entre le mortier et le béton du parapet. Par la suite, la fissure s'est propagée selon un arc de cercle dans la niche pour contourner les ancrages en U de la niche. La charge maximale atteinte par le parapet BRF70MPa-1.5% ayant subi un chargement dynamique est de 324 kN. Cette charge maximale a été atteinte lorsque la fissure principale a traversé entièrement la niche (Figure 4-31a). Le comportement général des parapets BRF70MPa-1.5% ayant subi un chargement dynamique est très similaire à celui du parapet BRF70MPa-1.5% uniquement soumis à un chargement statique. De plus, les plans de fissuration pour les deux types de chargement sont très semblables.

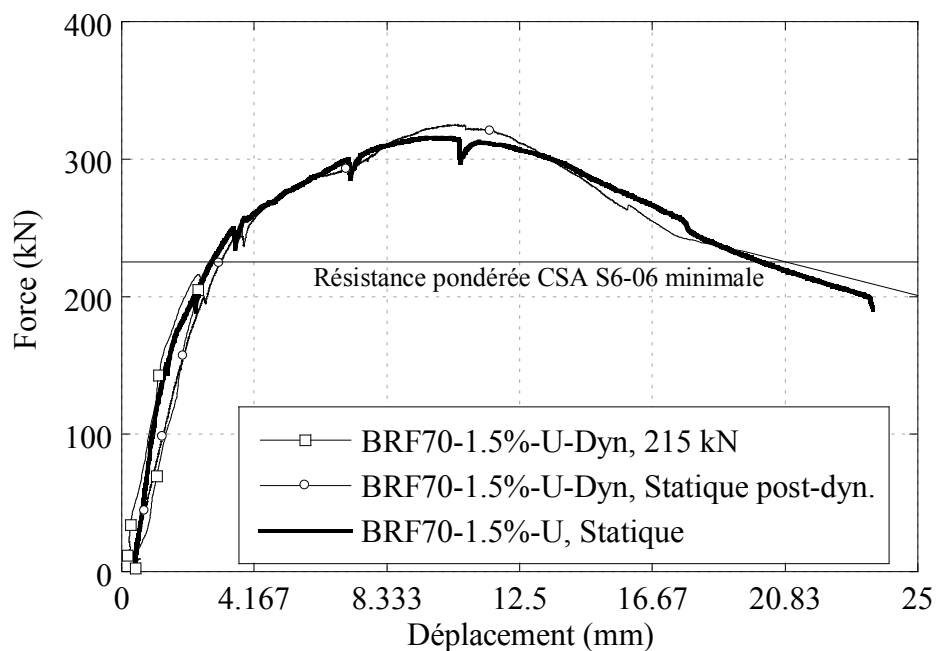
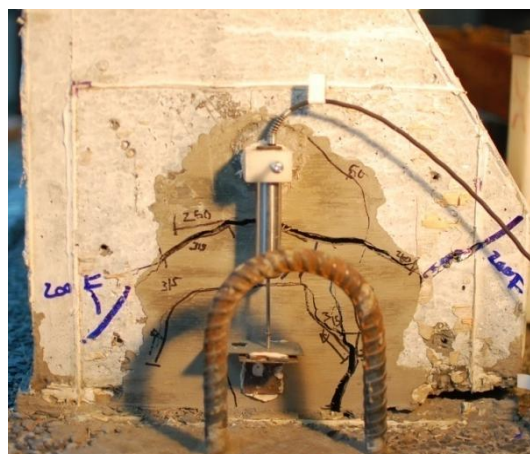


Figure 4-30 – Comportement mécanique du parapet BRF70MPa-1.5% pour différents types de chargements



a)



b)

Figure 4-31 — Fissuration des parapets BRF70MPa-1.5% à la rupture
a) Statique post-dynamique b) Statique

4.3.2.2 Parapet hybride

La Figure 4-32 illustre le chargement dynamique réel appliqué au parapet hybride. La charge dynamique maximale réellement appliquée est de 216.9 kN, soit supérieure de 0.8% à la valeur cible de 215 kN. Comme pour le parapet BFR70MPa-1.5%, le chargement dynamique appliqué est très similaire aux signaux de chargement théoriques de la Figure 4-27.

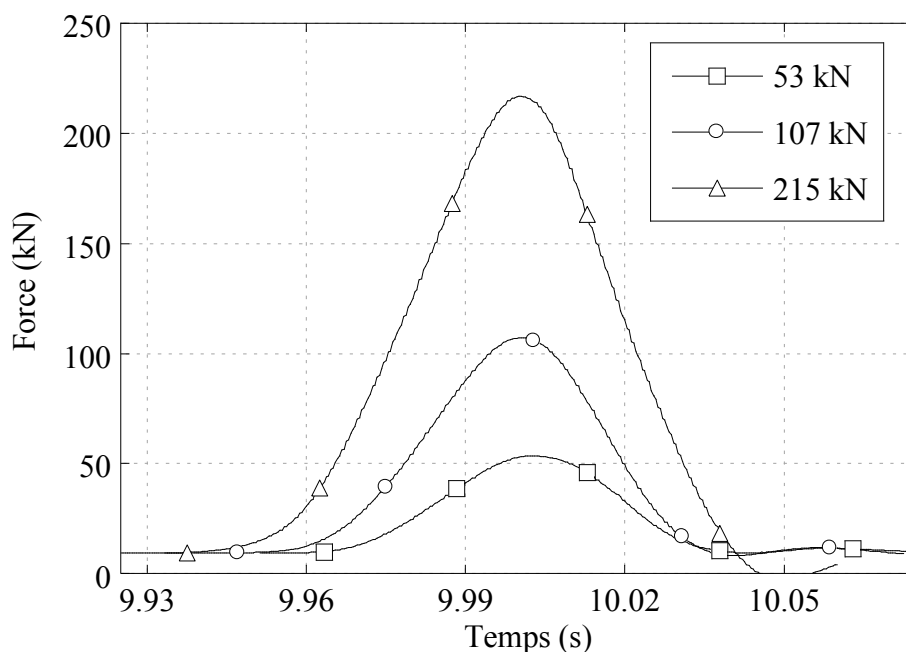


Figure 4-32 - Chargements dynamiques réels appliqués au parapet hybride

Tout comme pour le parapet BRF70MPa-1.5%-Dynamique, aucune fissure n'est apparue dans le parapet ou dans la niche lors des essais dynamiques sur le parapet hybride, même pour le chargement de 215 kN. La Figure 4-33 présente les courbes force-déplacement pour les trois niveaux les plus élevés de chargements dynamiques. On note que jusqu'à un chargement de 107 kN, il y a peu de différences entre le déplacement initial et final du parapet. De plus, la pente de chargement est similaire à la pente de déchargement. Par contre, pour le chargement dynamique de 215 kN, un décalage entre le chargement et le déchargement et entre le déplacement initial et final est observé.

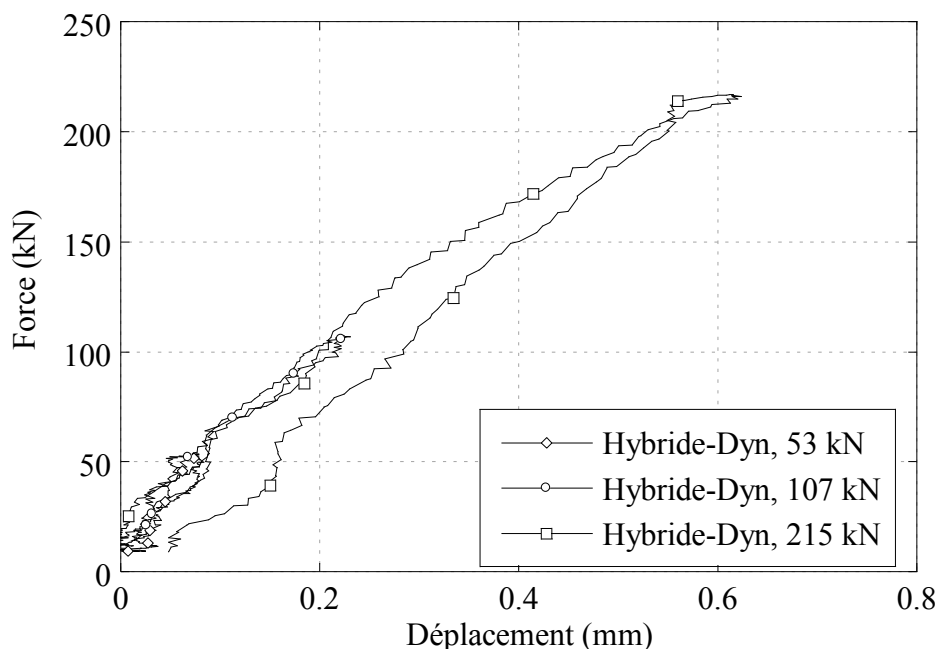


Figure 4-33 – Courbes force-déplacement du parapet hybride pour différents niveaux de chargements dynamiques

La Figure 4-33 présente le comportement mécanique du parapet hybride soumis à un chargement statique et à un chargement statique post-dynamique. Jusqu'à une charge d'environ 100 kN, le parapet hybride dynamique avait la même rigidité lors du chargement statique post-dynamique que pour le déchargement de la charge dynamique de 215 kN. Les courbes statiques post-dynamiques et statiques sont par contre très différentes. Une piste d'explication sera donnée à la section 4.5.2. La Figure 4-35 illustre les plans de fissuration à la rupture pour les différents types de chargements appliqués au parapet hybride. La première fissure est apparue à l'interface de la niche et de la coque en BRF120MPa-4% à une charge d'environ 250 kN. Cette fissure a par la suite progressé à l'intérieur de la niche pour se développer dans le cœur. Dans les deux cas, la fissure a contourné les ancrages en U de l'ancrage. La charge maximale du parapet a été de 310 kN (Figure 4-35 a).

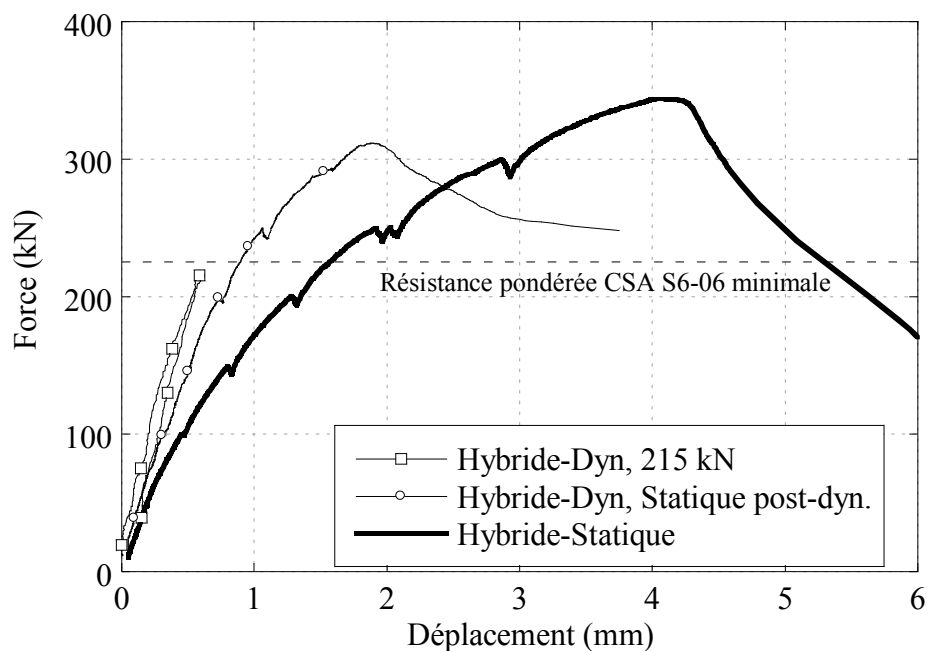
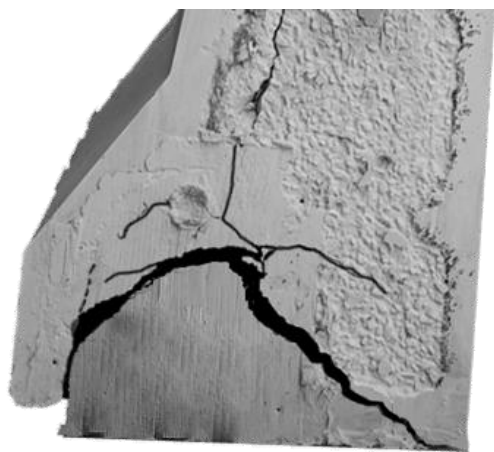


Figure 4-34- Comportement mécanique du parapet hybride pour différents types de chargements



a)



b)

Figure 4-35- Fissuration des parapets hybrides à la rupture

a) Statique post-dynamique b) Statique

4.4 Analyse des coûts des parapets

Un des objectifs du projet était de développer des parapets préfabriqués à la fois résistants et économiques. La résistance des parapets aux charges statiques prescrites par la norme CSA-S6 (2006) a été démontrée précédemment. De plus, les parapets résistent sans endommagements majeurs à des impacts dynamiques équivalents au niveau de chargement d'un véhicule de type 820C de l'AASHTO (2007).

Dans cette section une analyse des coûts directs liés aux matériaux, à leur transport et à l'installation des parapets est effectuée. Cette démarche vise à donner une première estimation uniquement des coûts directs de chacun des parapets conçus dans le cadre de ce projet et à permettre une comparaison avec les parapets produits par Niamba (2009) et les parapets coulés en place. Les coûts indirects, tels les coûts sociaux liés au trafic, à la gestion de la circulation, de même que les coûts d'entretien représentent une part très appréciable sinon majeure des coûts totaux du cycle de vie des parapets, or ils ne sont pas estimés dans le cadre de ce projet par manque d'information disponible.

Il importe de souligner que l'analyse des coûts directs uniquement est défavorable aux parapets préfabriqués parce qu'elle ne tient pas compte des coûts sociaux liés au raccourcissement de la période de construction, cependant elle permet une comparaison préliminaire qui démontre le potentiel d'utilisation de chacun des concepts de parapets étudiés. Une évaluation globale des coûts totaux pourra être réalisée lorsque des parapets préfabriqués seront installés sur des ouvrages et qu'ils auront complétés leur cycle de vie.

Dans le cadre du projet de Niamba (2009), le coût des différents parapets développés avait été estimé sans prendre en compte les matériaux utilisés pour la connexion. Les estimations ont été mises à jour en appliquant un taux de croissance aux coûts des matériaux et de la main-d'œuvre de 2,5 % par année (Tableau 4-2 et

Tableau 4-3). De plus, le coût des ancrages, basé sur le coût massique des matériaux utilisés, a été considéré pour tous les types de parapets.

Tableau 4-2 – Coûts des différents types de béton

Type de béton	BO40MPa	BHP50	BRF50MPa-1.5%	BRF70MPa-1.5%	BRF120MPa-4%
Prix (\$/m ³)	119	152	357	504	2889

Tableau 4-3- Estimation des coûts d'armature et de manutention pour les parapets préfabriqués

	Coût (\$/kg)
Armature	1.21
Installation armature	0.58
Manutention des parapets	0.008
Transport des parapets	0.014

L'évaluation des coûts considère le coût des matériaux utilisés pour la fabrication des parapets, l'installation des aciers d'armature et du béton ordinaire sur chantier, ainsi que la manutention et le transport si applicable. Le coût de la main d'œuvre en chantier pour l'installation des parapets coulés en place et préfabriqués a été omis faute d'information à ce propos. Pour l'estimation du coût de la connexion développée dans le cadre de ce projet, le mortier est remplacé par un béton autoplaçant de 50 MPa, afin de mieux refléter la technique d'installation réelle qui sera utilisée en chantier.

Au Tableau 4-4, les informations concernant les coûts et l'estimation du temps nécessaire pour le parapet de référence en BHP50MPa coulé en place (Figure 2-1), les parapets BRF50MPa-1% et BRF120MPa-4% développés par Niamba (2009) et les parapets BRF70MPa-1.5% et hybrides développés dans le cadre de ce projet sont présentés. Les coûts ont été normalisés par rapport au parapet de référence et le temps d'installation estimé pour un pont de 30 mètres.

Dans un premier temps, on remarque que le coût des parapets préfabriqués en BRF est supérieur au coût des parapets coulés en place. Le parapet préfabriqué le plus économique est celui en BRF70MPa-1.5%, avec une augmentation du coût de 39% par rapport au parapet de référence. Le parapet monolithique développé dans le cadre de ce projet s'avère donc plus économique que le

parapet BRF50MPa-1.% développé par Niamba (2009). Cette différence de prix est en grande partie due à la réduction du coût de l'ancrage par un facteur 30 entre la connexion à avec précontrainte utilisée par Niamba et la connexion avec une niche injectée de mortier utilisé dans le présent projet.

Le parapet BRF120MPa-4% proposé par Niamba (2009) offrait des performances très intéressantes au niveau de la résistance et de la durabilité grâce à l'utilisation de BRF120MPa-4%. Par contre, le coût d'un tel parapet se révélait 6.39 fois plus élevé que pour le parapet de référence. En utilisant un parapet hybride avec un cœur en béton 40MPa et une coque en BRF120MPa-4%, le coût du parapet a été réduit de 176%. Il demeure tout de même 2.5 fois plus coûteux que le parapet de référence.

Un temps de construction de 18 jours est estimé pour les parapets coulés en place, soit 4 jours pour le positionnement des armatures et du coffrage et 14 jours pour la cure du béton. En effet, la fabrication alternée en sections des parapets est généralement utilisée pour minimiser le risque de fissures causées par le retrait restreint (Bissonnette and Morin, 2000). Il a été supposé que la seconde gâchée est effectuée 3 jours après la première. Une période d'installation totale de 4 jours avait été estimée par Niamba (2009) pour les parapets utilisant une connexion par post-tension. Pour les parapets avec ancrage en U et niche injectée, la durée d'installation est également estimée à 4 jours, soit une journée d'installation et de scellement, une journée d'injection du béton dans la niche et enfin deux jours de cure du béton de la niche.

Tableau 4-4 : Rendement global des différents parapets

Caractéristiques	BHP50 Chantier	Niamba, 2009		Duchesneau, 2010	
		BRF50MPa ¹ Préfabriqué	BRF120MPa- 4% ¹ Préfabriqué	BRF70MPa- 1.5% Préfabriqué	Hybride Préfabriqué
Coût normalisé [#]	1	1.53	4.86	1.39	2.46
Résistance (kN)	350*	360	320	326	344
Ratio coût/résistance normalisé (\$/kN) [#]	1	2.49	6.39	1.49	2.49
Temps de construction total, pont de 30 m (jours)	18	4.0	4.0	4.0	4.0

1 : Parapets avec ancrages en post-tension de Niamba (2009)

* : Valeur théorique

: Valeur normalisée à celle du parapet fabriqué en chantier

4.5 Discussion générale

Dans cette section une discussion générale portant sur les résultats des études paramétriques, des essais dynamiques et de l'étude des coûts des parapets est effectué. La discussion présentée dans cette section fait le lien entre l'article du chapitre 3 et les études complémentaires du chapitre actuel.

4.5.1 Étude paramétrique expérimentale

Pour le parapet BRF50MPa-1%-lisse, la rupture était survenue par délaminage de l'interface entre le parapet et la niche. Ce décollement est attribuable à faible adhérence du mortier sur le parapet. Il est également possible de supposer que l'interface entre la niche et le parapet avait préalablement été endommagée par le retrait du mortier. En effet, bien que le mortier utilisé pour remplir la niche ait été conçu pour avoir un retrait compensé (un gonflement équivalent au retrait endogène), le grand volume de mortier jumelé à l'isolation de la niche a entraîné une forte augmentation de température lors de l'hydratation du mortier. Cette forte hausse de température

avait probablement causé une augmentation du retrait endogène (Lura, van Breugel, and Naruyama, 2001) au-delà de la capacité de compensation des adjuvants inclus dans le mortier. Pour contrer ce retrait supplémentaire, le dosage d'adjuvant compensateur de retrait du mortier a été augmenté pour les parapets suivants.

Globalement, une surface rugueuse à granulats exposés à l'intérieur de la niche du parapet favorise l'adhérence du mortier de remplissage. Cette bonne adhérence empêche l'apparition et la propagation d'une fissure à l'interface de la niche et du parapet et favorise le comportement monolithique de ces éléments. Cela se traduit par une augmentation globale de la rigidité du parapet de l'ordre de 280% avec l'utilisation d'une interface au jet de sable comparativement à une interface lisse. Ces observations expérimentales ont été validées ou reproduites par le modèle numérique, tel que décrit au chapitre 3.

Les parapets BRF50MPa-1% avec et sans cadres, mais ayant tous deux été traités au jet de sable et comportant une niche non-fibrée ont démontré un comportement différent lors des essais statiques. Le parapet BRF50MPa-1% sans cadre (Figure 4-24) a eu une résistance maximale de 180 kN comparativement à une résistance maximale de 240 kN pour le parapet BRF50MPa-1% avec cadre. L'ajout de quatre cadres d'armature apporte un gain de 33% à la résistance maximale du parapet.

L'utilisation de fibres d'acier dans le mortier de la niche a entraîné une augmentation de 27% de la résistance du parapet BRF50MPa-1% sans armatures. Ceci est attribuable à l'énergie de rupture plus élevée du mortier avec fibres. Le comportement post-pic du parapet est similaire, mais avec une résistance supérieure d'environ 15 kN pour un même déplacement. Le comportement similaire s'explique par la propagation de la fissure menant à la rupture finale qui se produit en grande partie dans le béton du parapet. Enfin, aucune fissuration n'est apparue dans le mortier fibré de la niche, même au chargement maximal.

Pour rappel, dans le cas des parapets BRF70MPa-1.5% et hybride BRF120MPa-4%, la fissuration dans la niche s'était produite aux environs de 240 kN. Comme mentionné au chapitre 3, en appliquant un coefficient de tenue de 0.75 à la charge pondérée prescrite dans (CSA-S6, 2006), on obtient une charge de conception statique de 226 kN pour les parapets de type PL-2/TL-4. C'est donc dire qu'une fois fibré, le mortier est suffisamment résistant pour transférer la

charges de conception de (CSA-S6, 2006). Suite à ce constat, tous les parapets suivants testés au laboratoire avaient un mortier de remplissage fibré. Par contre, pour une utilisation commerciale des parapets préfabriqués avec le système d'ancrage proposé, l'utilisation d'un béton autoplaçant comprenant des agrégats serait plus économique pour augmenter l'énergie de fissuration de la niche.

4.5.2 Essais dynamiques

Les essais dynamiques ont permis de démontrer l'excellent comportement des parapets sous une charge transversale équivalente à l'impact d'un véhicule de type 820C à 110 km/h et avec un angle d'impact de 20 degrés. Il s'agit du premier essai d'impacts sur les 3 exigés pour la certification des parapets de type PL-2/TL-4 selon AASHTO (2007). Pour les deux types de parapets étudiés, aucune fissure n'est apparue dans le parapet ou dans la niche lors de la série de chargements dynamiques.

Un certain niveau d'endommagement est toutefois noté suite aux impacts dynamiques. Dans le cas du parapet BRF70MPa-1.5%-dynamique la pente moyenne a diminué d'environ 30% entre le chargement de 53 kN et la pente de déchargement du niveau 215 kN (Figure 4-29). De plus, pour chacun des chargements, il y a un déplacement résiduel après le chargement. Ceci indique que le comportement des parapets n'est pas parfaitement élastique et qu'il y a endommagement du parapet à partir d'un niveau de chargement de 53 kN.

Le Tableau 4-5 résume les résistances maximales obtenues pour les parapets soumis aux chargements statiques et statiques post-dynamique. Lorsque l'on compare les courbes statiques du parapet BRF70MPa-1.5%-dynamique à celle du parapet BRF70MPa-1.5%-statique, on observe une différence au niveau de la rigidité initiale. En effet, l'endommagement causé par les impacts dynamiques a réduit la rigidité du parapet BRF70MPa-1.5%-dynamique. À partir d'une charge de 250 kN, les deux parapets retrouvent un comportement presque identique. Le parapet BRF70MPa-1.5%-dynamique offre une résistance ultime de 324 kN, soit une résistance résiduelle maximale de 103.7%. On peut donc conclure que l'endommagement est négligeable. Les plans de fissuration pour les parapets BRF70MPa-1.5%-dynamique et BRF70MPa-1.5%-statique sont également semblables avec une progression de la fissure en forme d'arc à l'intérieur pour contourner les armatures en U de l'ancrage (Figure 4-31).

Le niveau d'endommagement noté pour le parapet hybride-dynamique lors des 4 chargements dynamiques est moindre. En effet, la diminution de la pente de la courbe force-déplacement est de l'ordre de 15% entre le premier niveau de chargement dynamique et la pente de déchargement de 215 kN (Figure 4-33). De plus, on observe un déplacement résiduel uniquement pour la charge de 215 kN.

La comparaison entre le comportement statique des parapets hybride-dynamique et hybride-statique n'est pas conforme à ce qu'on aurait pu attendre (Figure 4-34). Alors que l'on attend une perte de rigidité due aux impacts, comme pour le parapet BRF70MPa-1.5%-dynamique, le parapet hybride-dynamique s'avère plus rigide que le parapet hybride-statique. Par contre, la résistance ultime du parapet hybride-dynamique, est tel qu'attendu légèrement inférieure à celle du parapet hybride-statique (10%). De plus, les plans de fissuration des parapets hybride-dynamique et hybride-statique sont relativement semblables (Figure 4-35). Dans les deux cas, la fissure s'est initiée à l'interface entre le mortier et la coque de BRF120MPa-4% à une force d'environ 100 kN, ensuite, elle s'est propagée à travers la niche en suivant l'armature en U pour terminer dans le cœur en BO40MPa. Pour les deux types de chargement sur le parapet hybride, la coque en BRF120MPa-4% n'a jamais été fissurée.

La différence de comportement entre les deux parapets hybrides peut être expliquée par plusieurs facteurs. Premièrement, comparativement au parapet de type BRF70MPa-1.5%, les parapets hybrides n'ont pas été fabriqués en même temps. En effet, étant donné la disponibilité d'un seul moule pour le parapet hybride, chaque parapet a été fabriqué avec une gâchée différente. De plus, la période de murissement a été différente pour les deux mortiers de remplissage dû à des contraintes de disponibilité des équipements de laboratoire. Le mortier du parapet statique ayant une résistance environ 20% plus élevée, la fissure principale s'est propagée jusqu'au cœur de béton non renforcé à un niveau de chargement légèrement supérieur.

Après un chargement dynamique, le parapet BFR70MPa-1.5% offre une résistance résiduelle de 326 kN, soit 43% supérieure à la charge de conception statique de CSA-S6, (2006) qui est de 226 kN. Le parapet hybride a une résistance résiduelle maximale de 310 kN, soit 37% supérieure aux exigences de la norme CSA-S6, (2006). Dans tous les cas, les essais statiques post-dynamiques démontrent que même en cas d'impact d'un véhicule de type 820C dans les conditions décrites précédemment, les deux types de parapets développés offrent une résistance résiduelle supérieure

au 226 kN statique prescrit par la norme CSA-S6, (2006). De plus, l'ancrage en U permettant de faire la connexion et le transfert des efforts entre le parapet et la dalle a démontré une très bonne tenue aux essais dynamiques en ne montrant aucun signe de fissuration, même sous un chargement dynamique de 215 kN.

Tableau 4-5 - Résistance des parapets à différents types de chargements

Parapet	Chargement statique		Chargement dynamique	
	Résistance maximale (kN)	Déplacement à la résistance maximale (mm)	Résistance résiduelle maximale	Déplacement à la résistance résiduelle maximale
BRF70MPa-1.5%	315	9.26	324	9.72
Hybride	344	4.03	310	1.79

4.5.3 Analyse des coûts des parapets

Bien que les coûts de fabrication des parapets préfabriqués utilisant des BRF soient globalement plus élevés que celui des parapets construits sur chantier, il faut mettre cela en perspective. Dans un premier temps, le coût associé à la main d'œuvre n'est aucunement abordé dans l'analyse présenté à la section 4.4. Il est logique de supposer que la quantité de travailleurs œuvrant à la mise en place des coffrages et des armatures augmentera considérablement le coût de revient des parapets fabriqués sur chantier.

De plus, la mise en place des parapets sur chantier demande la fermeture totale ou partielle de l'ouvrage sur une période estimée jusqu'à 3.5 fois plus longue pour un pont d'une longueur de 30 mètres (14 jours au lieu de 4 jours). Ce temps de fermeture supplémentaire se traduit par des coûts directs pour les mesures de contrôle du trafic et indirects pour les usagers et les secteurs économiques liés à l'utilisation du transport routier. Finalement, la durabilité prolongée des parapets renforcés de fibres devrait réduire significativement les coûts de maintenance des parapets.

4.6 Conclusions

Dans ce chapitre, les aspects concernant la fabrication des parapets et leur installation ont été abordés. Il en ressort que la fabrication des parapets monolithiques est facilement réalisable étant donné l'utilisation de matériaux existants qui peuvent aisément être incorporés dans un processus industriel de fabrication de parapets. Les parapets hybrides demandent plus de manipulation, mais leur fabrication reste tout de même relativement simple une fois les moules fabriqués. Les surfaces à agrégats exposés ont été obtenues sans grande difficulté grâce à l'utilisation d'adjuvant retardateur de prise.

L'étude paramétrique expérimentale a démontré l'importance d'avoir une interface traitée au jet de sable ou à granulats exposés à l'intérieur de la niche pour empêcher la fissuration de l'interface entre le matériau de remplissage de la niche et le parapet. L'impact de l'énergie de fissuration du mortier de remplissage de la niche sur la résistance maximale du parapet a été démontré. Avec l'utilisation 1% de fibres d'acier de 10 mm dans le mortier de remplissage, une augmentation de 27% de la résistance du parapet BRF50MPa-1% a été obtenue. L'importance des cadres d'armature dans le cas des parapets monolithique a également été démontrée avec l'augmentation de 33% de la résistance maximale des parapets de type BRF50MPa-1% lors de l'ajout de 4 cadres d'armatures 15M.

Les essais dynamiques ont été décrits et analysés dans ce chapitre. Les parapets BRF70MPa-1.5% et hybrides ont démontré leur bonne tenue sous un chargement transversal équivalent à l'impact d'un véhicule de type 820C à 110 km/h et avec un angle d'impact de 20 degrés. Aucune fissuration n'a été notée après l'impact, que ce soit dans la zone d'ancrage ou dans le parapet. C'est donc dire que la nouvelle technique d'ancrage proposée utilisant des ancrages en U est adéquate pour une utilisation sous chargement dynamique. De plus, la résistance résiduelle suite au chargement dynamique s'est révélée supérieure de 37% et 43% respectivement pour le parapet BRF70MPa-1.5% et le parapet hybride comparativement à la charge de conception statique pondérée de 226 kN prescrite par la norme CSA-S6 (2006). Ceci confirme que les parapets ont la capacité de résister à plus d'un impact de véhicule.

Finalement, l'étude des coûts directs liés aux matériaux utilisés pour les différents types de parapets développés dans le cadre de ce projet et par Niamba (2009) a été faite. Il en ressort que le coût direct des parapets utilisant du BRF est globalement plus élevé que pour les parapets

coulés en place. Cette augmentation des coûts directs est cependant contrebalancée par la diminution des coûts indirects liés au contrôle de la circulation et à la maintenance des parapets, malheureusement le bilan exact est impossible à estimer pour l'instant. De plus, l'utilisation d'un parapet hybride permet de réduire de près de moitié les coûts comparativement à un parapet monolithique en BRF120MPa-4% tout en profitant des avantages au niveau de la durabilité offerte par le BRF120MPa-4%.

CHAPITRE 5 RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS

5.1 Rappel des objectifs

L'objectif premier de ce projet était de dimensionner un parapet monolithique en BRF et un parapet hybride composé d'un cœur en BO et d'une coque en BRF. Le deuxième objectif était de concevoir un nouveau type de connexion entre le parapet et la dalle de pont, applicable pour des structures nouvelles ou existantes. Le troisième objectif du projet visait à faire la démonstration en laboratoire que les parapets et les connexions conçus à l'aide de modélisations numériques non-linéaires résistaient adéquatement aux chargements statiques prescrits par le code canadien de calculs des ponts routiers (CSA-S6, 2006). De plus, les parapets devaient résister à une charge dynamique équivalente à l'impact d'un véhicule standard selon les recommandations du code.

Ce chapitre résume les conclusions des différents chapitres du mémoire. De plus, des recommandations sont proposées pour la suite du développement des parapets préfabriqués en BRF.

5.2 Conclusions

L'optimisation des parapets préfabriqués en BRF70MPa-1.5% et hybrides en BRF120MPa-4% a permis la réduction de la quantité d'armatures conventionnelles respectivement de 60 % et 100 % par rapport au parapet de référence en BO40MPa coulé en place (MTQ, 2010). L'épaisseur du parapet BRF70MPa-1.5% a aussi été réduite d'environ 10 % comparativement au design de référence.

Les deux types de parapets ont subi un chargement statique. Les parapets en BRF70MPa-1.5% et hybrides excèdent respectivement de 39 % et 54 % la résistance de 227 kN prescrite par la norme CSA-S6 (2006) avec des résistances ultimes de 315 kN et 344 kN. De plus, les parapets ont été soumis à un chargement dynamique avec une force transversale équivalente à l'impact d'un véhicule de type 820C circulant à 110 km/h et avec un angle d'impact de 20 degrés. Pour les deux types de parapets étudiés, aucune fissure n'est apparue dans le parapet ou dans la niche lors de la série de chargements dynamiques. Suite aux chargements dynamiques, les parapets ont été soumis à un chargement statique pour évaluer leur résistance résiduelle. Les parapets en BRF70MPa-1.5% et hybrides ont présenté respectivement une résistance résiduelle supérieure de

43 % et 37 % à la charge de conception statique prescrite par la norme CSA-S6 (2006). Ce niveau de résistance résiduelle permet aux deux types de parapets de résister à au moins un autre impact adéquat.

Deux nouveaux types d'ancrages optimisés pour la connexion des parapets à une dalle nouvelle ou existante ont été conçus. Lors des essais statiques, les parapets fixés avec l'ancrage en U et l'ancrage en goujons ont démontré de comportements très similaires avec une résistance maximale de 315 kN et 302 kN respectivement. Les deux ancrages ont démontré une résistance supérieure de 39 % et 34 % respectivement à la charge de conception statique pondérée de 227 kN de la norme CSA-S6 (2006). Les ancrages faciliteront l'installation en chantier des parapets par rapport aux ancrages boulonnés ou en post-tension en éliminant les forages et en réduisant grandement le degré de précision requis pour la manutention et la mise en place au chantier. Pour un pont de 30 mètres, le temps nécessaire pour la mise en place des parapets devrait passer de 18 jours pour des parapets coulés en place à 4 jours pour des parapets préfabriqués installés avec la nouvelle technique d'ancrage avec barres en U et goujons.

Les différents essais effectués sur les parapets lors du développement en laboratoire ont démontré l'importance d'avoir une interface rugueuse à l'intérieur de la niche pour empêcher la fissuration de l'interface. Cette surface est obtenue grâce au jet de sable ou avec des granulats exposés. De plus, avec l'utilisation de 1 % de fibres d'acier de 10 mm dans le mortier de remplissage, une augmentation de 27 % de la résistance du parapet BRF50MPa-1% est observée. Ceci indique qu'il est avisé d'augmenter l'énergie de fissuration du mortier de remplissage ou d'utiliser un béton classique pour établir la connexion entre le parapet et la dalle.

Les modèles en éléments finis (MEF) développés avec le logiciel Atena 3D v4 (Červenka, 2009) reproduisent adéquatement le comportement et la résistance des parapets préfabriqués sous un chargement statique. La résistance maximale pour les parapets hybrides a été reproduite à l'aide du MEF. La différence entre les résultats de l'analyse du MEF et les résultats expérimentaux est de seulement 0.3 %, Le comportement du parapet BRF70MPa-1.5% a également été reproduit numériquement de façon satisfaisante. Le degré de précision obtenue avec le MEF est dû à l'introduction des courbes contrainte-ouverture de fissure des BRF utilisés dans le cadre du projet. De plus, l'utilisation de propriétés d'interface partielles pour simuler les différents types de surfaces (granulats exposés, lisse, jet de sable, etc.) et la prise en compte du glissement des

armatures ont permis d'augmenter le niveau de précision des MEF. Enfin, le haut degré de précision des MEF a permis d'effectuer des études paramétriques débouchant sur des recommandations sur les interfaces et à la résistance des matériaux pour la conception des parapets.

Avec l'utilisation proposée de BRF dans les parapets préfabriqués, ceux-ci devraient présenter une durabilité prolongée. Tous les matériaux choisis ont démontré, dans le cadre d'autres projets de recherche, une excellente résistance aux cycles gel-dégel et une faible perméabilité à l'eau sous chargement. Enfin, l'utilisation de la préfabrication élimine les risques de fissuration précoce des parapets causée par le retrait restreint ce qui favorise la résistance aux environnements agressifs (gel-dégel, sels déverglaçant, etc.).

Une étude économique des coûts directs a été réalisée en tenant compte du coût des matériaux, du transport et de la manutention des parapets. Il s'avère que le coût direct des parapets développés dans le cadre de ce projet est inférieur à leur équivalent développé par Niamba (2009). Le coût du parapet BRF70MPa-1.5% est inférieur de 10 % à son équivalent en BRF50MPa (Niamba, 2009) alors que l'utilisation d'un parapet hybride BRF120MPa-4% a réduit les coûts de 50 % comparativement à un parapet entièrement en BRF120MPa-4%. Il importe de mentionner que les parapets en BRF sont globalement plus coûteux que le parapet de référence coulé en place. Un surcoût de 39 % et 146 % est attendu pour les parapets en BRF70MPa-1.5% et hybride respectivement. Cependant, en considérant les coûts liés à la main d'œuvre, au contrôle de la circulation découlant d'une fermeture prolongée des ouvrages et à l'entretien, l'utilisation de parapets préfabriqués en BRF peut s'avérer plus économique que la méthode traditionnelle de mise en place en chantier.

5.3 Recommandations

Pour les parapets hybrides en BRF120MPa-4%, la surface du noyau en BO40MPa doit toujours être à granulats exposés. Ce type de surface est facile à obtenir et garantit un maximum d'adhésion avec la coque en BRF120MPa-4% et le cœur en BO40MPa. Dans le même ordre d'idées, la surface à l'intérieur de la niche devrait également être à granulats exposés. Les études paramétriques et expérimentales ont démontré qu'une surface peu rugueuse de la niche conduisait à une interface faible entre le mortier de remplissage et le béton du parapet. Ce faisant, la rigidité et la résistance maximale du parapet étaient grandement réduites.

Pour augmenter la ductilité du parapet hybride, il serait intéressant de mettre un faible pourcentage de fibres dans le cœur en BO40MPa. Ceci ralentirait la propagation des fissures dans le cœur. De plus, l'étude paramétrique a démontré qu'il était possible d'optimiser les coûts du parapet hybride en diminuant la résistance du cœur en BO jusqu'à une valeur de 15 MPa en compression tout en respectant les critères de résistance de la norme CSA-S6 (2006). Cet aspect devrait être considéré pour le design final du parapet.

Dans le cadre d'une installation en chantier des parapets préfabriqués utilisant les types de connexion développés dans le cadre de ce projet, le mortier fibré devrait être remplacé par un béton autoplaçant d'une résistance d'au moins 36 MPa pour excéder la résistance statique pondérée de 227 kN prescrite par la norme des ponts CSA-S6 (2006). Ce béton devrait être à retrait compensé pour éviter une délamination entre la niche et le parapet lors de la cure du matériau.

Lors de la mise en place des barres en U ou des goujons servant à la connexion des parapets, il faut les disposer pour qu'elles ne soient pas en conflit avec les cadres du parapet s'il y a lieu. Lors de l'installation des goujons, un soin particulier doit être porté au nettoyage des trous de forage. La procédure détaillée à la section 4.1.4 donne de très bons résultats, car aucun glissement ou rupture n'est survenu dans la dalle lors des essais en laboratoire.

Les essais dynamiques effectués avec le vérin de 1000 kN alimenté par deux servovalves ont permis de reproduire fidèlement l'impact transversal d'un véhicule de type 820C. Dans le but de pouvoir certifier la tenue du parapet pour les catégories PL-2 ou TL-4, il faudrait également procéder aux essais d'impact pour les niveaux de charge de la petite voiture 700C, de la camionnette 2000P (voir section 2.2.4) et du camion (*Single-Unit Van Truck*). Ces deux derniers niveaux de chargement ne pourraient pas actuellement être réalisés en laboratoire étant donné la limitation hydraulique des servovalves du vérin. En effet, la reproduction de la composante transversale d'un impact d'un véhicule de type 820C requiert déjà la pleine capacité des servovalves du vérin de 1000 kN. L'utilisation de servovalves de capacité supérieure ou d'un autre type de système d'impact (pendule, véhicule d'impact) devrait être envisagée pour la réalisation de ces essais dynamiques.

Les normes actuellement en vigueur au Québec pour la conception des parapets se basent sur l'édition 1989 de l'AASHTO. Cette norme n'est plus en vigueur aux États-Unis et a été remplacée par l'édition 2007 du code AASHTO qui est basé sur les recommandations du NCHRP (1993). Puisque le parapet de référence 201 coulé en place du MTQ (2010) est conçu pour répondre aux exigences de l'édition 1989 de l'AASHTO développées pour des véhicules plus lourds de l'époque, il s'avère que la résistance du parapet est 55 % supérieure à la résistance pondérée statique demandée par la norme CSA-S6 (2006). Il serait donc intéressant de mettre à jour le guide québécois et les designs recommandés pour refléter les changements des critères de conception.

Dans le même ordre d'idée, les normes actuelles ne traitent pas adéquatement les parapets préfabriqués en béton. Il serait pertinent d'effectuer les études nécessaires pour développer une technique de calcul théorique de la résistance des parapets préfabriqués. Il serait également important de déterminer les critères concernant la continuité des parapets préfabriqués et les exigences spécifiques à l'ancrage.

De façon à évaluer plus précisément les coûts réels des parapets préfabriqués BRF70 hybrides et des parapets coulés sur chantier, l'analyse économique devrait être poursuivie. Il faudrait déterminer les coûts réels liés à la gestion du trafic et les gains économiques et sociaux amenés par une installation plus rapide des parapets lorsque la préfabrication est utilisée. L'évaluation réaliste des coûts pourra se faire lorsque le processus de fabrication des parapets aura été optimisé pour minimiser les pertes de matériaux et maximiser la vitesse de production et lorsque la technique de mise en place sur chantier aura pu être testée *in situ*. Dans le but d'évaluer le coût réel des parapets dans le temps, il serait également nécessaire d'effectuer une analyse du cycle de vie complet pour déterminer quel sont les coûts réels reliés à l'entretien et à la réparation des parapets coulés en place versus le coût d'entretien des parapets préfabriqués en béton renforcé de fibre.

Le logiciel Atena 3 D v4 utilisé dans le cadre de ce projet s'avère très efficace pour prédire le comportement statique des parapets en permettant l'introduction des courbes de comportement non-linéaire des matériaux. Le logiciel Atena est toutefois limité au niveau de l'utilisation de la puissance de calcul disponible avec les serveurs de calculs modernes étant donné l'utilisation d'un seul processeur à la fois et d'une quantité limitée de mémoire vive. La compilation du

logiciel en 64 bits et l'utilisation de multiples processeurs pourraient diminuer grandement le temps de calcul. De plus, le logiciel Atena 3D ne permet pas de calcul dynamique de structures. Il serait intéressant de valider les essais dynamiques en utilisant un logiciel permettant à la fois l'introduction des courbes de comportement non-linéaire des matériaux et le chargement dynamique des parapets.

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO. (1989). *Guide Specifications for bridge railings*. Washington, D.C.

Alberson, D. e. (2004). *Testing and Evaluation of The Florida Jersey safety shaped Bridge Rail*". The Texas AandM University System, College Station, Texas.

Androuët, C., and Charron, J.-P. (2010). *Vérificatin du comportement au gel-dégel de deux bétons renforcés de fibres métalliques*. Rapport technique de laboratoire (EPM-GRS-BRFAEA-1.2), École Polytechnique de Montréal, Montréal.

ASTM . (2008). *C666/C666 M-03(2008) "Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing"*. ASTM International.

Bastien Masse, M. (2007). *Optimisation des caractéristiques des bétons fibrés à ultra haute performance*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Beaumier, É. (2000). *Évaluation sous charges statiques de glissières de ponts de type PL-2 et PL-3 en béton renforcé avec de l'armature en matériaux composites*. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Canada).

Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Bissonnette, B., and Morin, R. (2000). Experimentation of a ternary cement for the rehabilitation of the highway overpass Notre-Dame/St-Augustin in Montréal. Montréal: Conference on research progress on civil infrastructures in Québec, ACI.

Braike, S. (2007). *Conception d'élément préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*. Mémoire maîtrise ès sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Canadian Standard Association (CSA). (2004). *CAN/CSA-A23.3-04*. Toronto: CSA International.

Canadian Standard Association (CSA). (2006). Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Toronto, Canada: CSA International.

Červenka. (2009). *ATENA Program Documentation*. Prague: Cervenka Consulting Ltd.

Charron, J.-P., Denarié, E., and Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and concrete research* , 38, pp. 689-698.

Charron, J.-P., Niamba, E., and Massicotte, B. (2010). Static and dynamic behavior of precast bridge parapets in high and ultra high performance fiber reinforced concrete. *ASCE Bridge Engineering Journal* (paper submitted) .

Cusson, D., and Repette, W. L. (2000). Early-Age cracking in reconstructed concrete bridge Barrier Walls. *ACI Materials Journal* , 97 (4), 438-446.

Habel, K., Charron, J.-P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., and Massicotte. (2008, February). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* , 35 (2).

Haluk, A., and Attanayaka, U. (2004). *Causes and cures for cracking of concrete barriers*. Research Report RC-1448, Michigan Department of transportation, Lansing.

Jian, T., and al., e. (2004). Predicting impact loads of a car crashing into a concrete roadside safety barrier. 9 (1) , 45-63.

Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. Montréal: École Polytechnique de Montréal, mémoire de maîtrise.

Lura, P., van Breugel, K., and Naruyama, I. (2001). Effect of curing temperature and type of cement on early-age shrinkage of high-performance concrete. *Cement and concrete research* , 31, pp. 1867-1872.

Ministère des Transport du Québec . (2010). *Normes - Ouvrages d'art tome III*. Norme, Ministère des Transport du Québec, Québec.

Ministry of Transportation and Infrastructure. (2007). *Bridge Standards and Procedures Manual*. Victoria, Colombie Britannique, Canada.

Mitchell, G. e., and al., e. (2006). *Design of retrofit vehicular barriers using mechanical anchors*. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.

National Highway Traffic Safety Administration, 2. N. (2010). Consulté le août 2010, 2010, sur <http://www.nhtsa.gov/cars/rules/CAFE/NewPassengerCarfleet.htm> et <http://www.nhtsa.gov/cars/rules/CAFE/HistoricalCarfleet.htm>, dernier accès: 6 août 2010

NCHRP. (1993). Recommended Procedure for the Safety Performance Evaluation of Highway Features, report 350. Washington, D.C.: National Academy Press.

Ngan, C. (Août 2008). *Experimental investigation of anchorage capacity of precast concrete bridge barrier for performance level 2*. Thesis, University of British Columbia, Vancouver.

Niamba, É. (2009). *Développement de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres pour les ponts*. Mémoire, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

State of Louisiana. (2006). *LRFD Bridge Design Manual*. Baton Rouge: Department of transportation and development.

Staton, J. F., and Knauff, J. *Performance of Michigan's Concrete Barriers*. Performance of Michigan's Concrete Barriers, Lansing.

Till, R. D. (2001). *Analysis of the bridge barrier railing, type 4; Bridge barrier railing, type 5; and bridge railing, Aesthetic parapet tube*. Michigan department of transportation (MDOT), Lansing.

Washington State Fepartment of Transportation. (2009). *Design Manual*.

Williams. (2007). Repair/retrofit Anchorage Designs for Bridge Rails. College Station, Texas: Texas Transportation Institute, The Texas AandM University System.

ANNEXE A PLAN DES PARAPETS

Cette annexe présente les plans finaux des parapets BRF70MPa-1.5% et hybride BRF120MPa-4%. Les plans des dalles d'ancrage et de la dalle de retenue ainsi que les détails des ancrages en U et avec goujons sont également présentés.

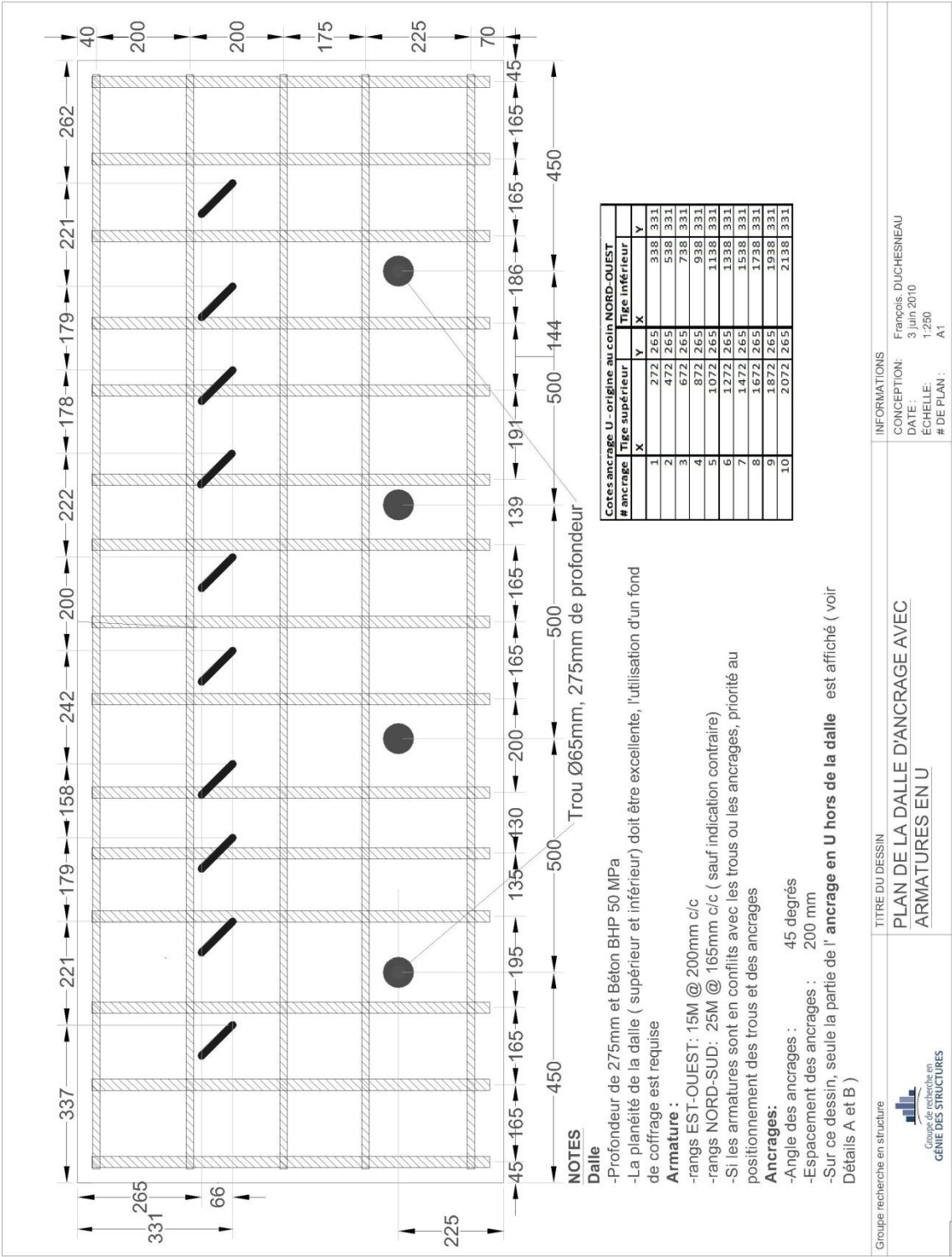


Figure A-1 – Plan de la dalle d’ancrage avec armatures en U

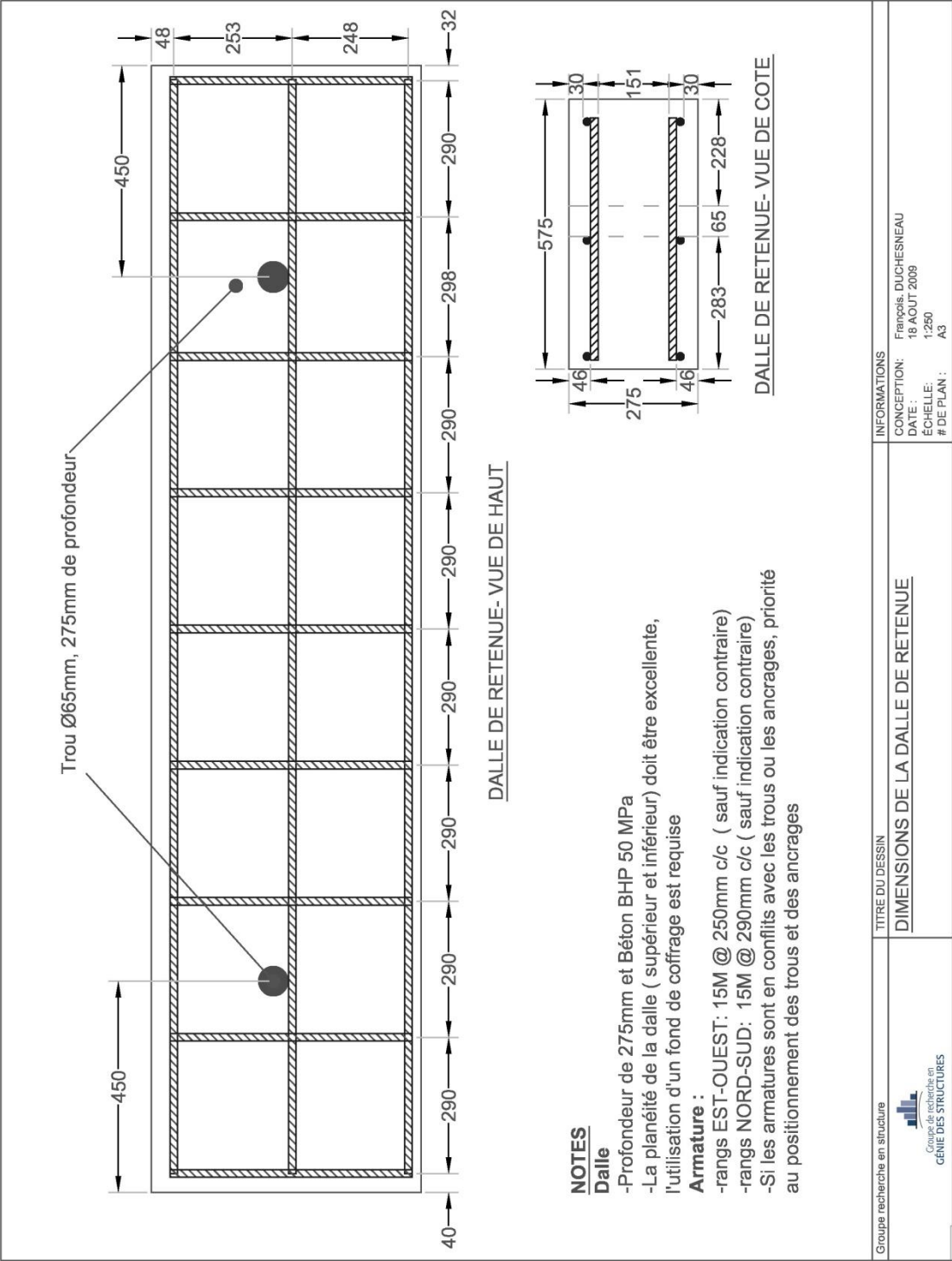


Figure A-3 - Plan de la dalle de retenue

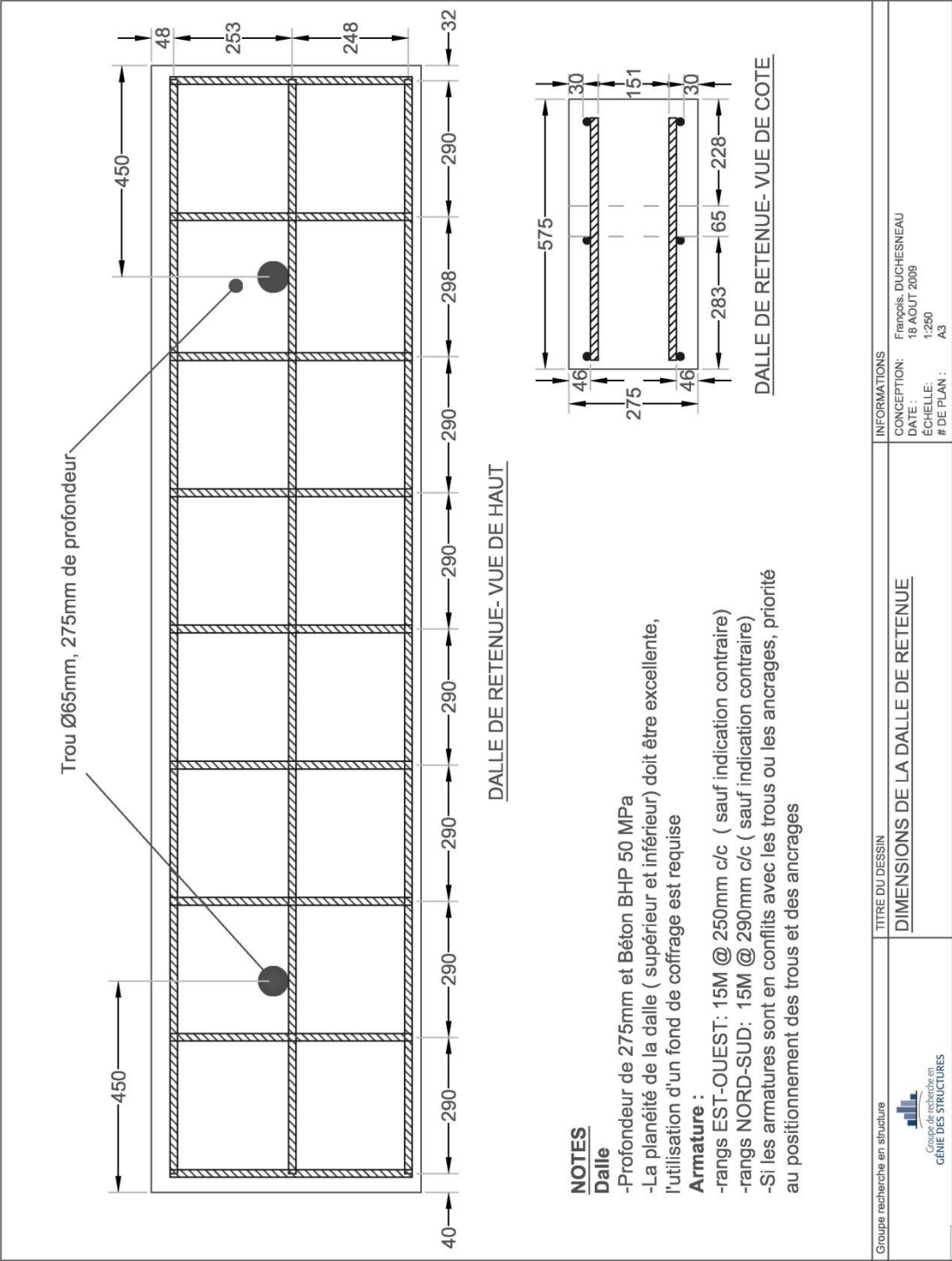


Figure A-4 - Détails de l'ancrage en U

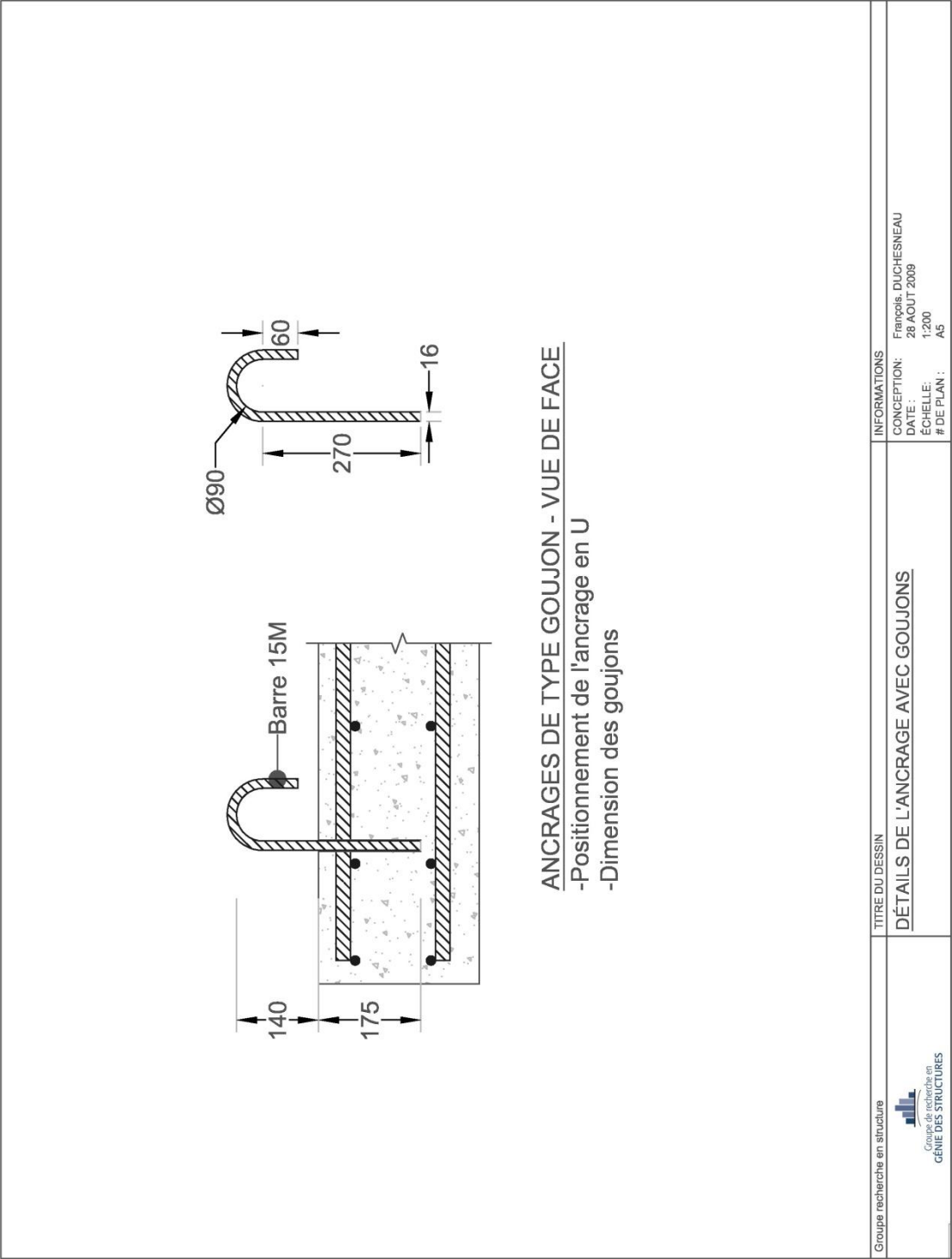


Figure A-5 - Détails de l'ancrage avec goujons

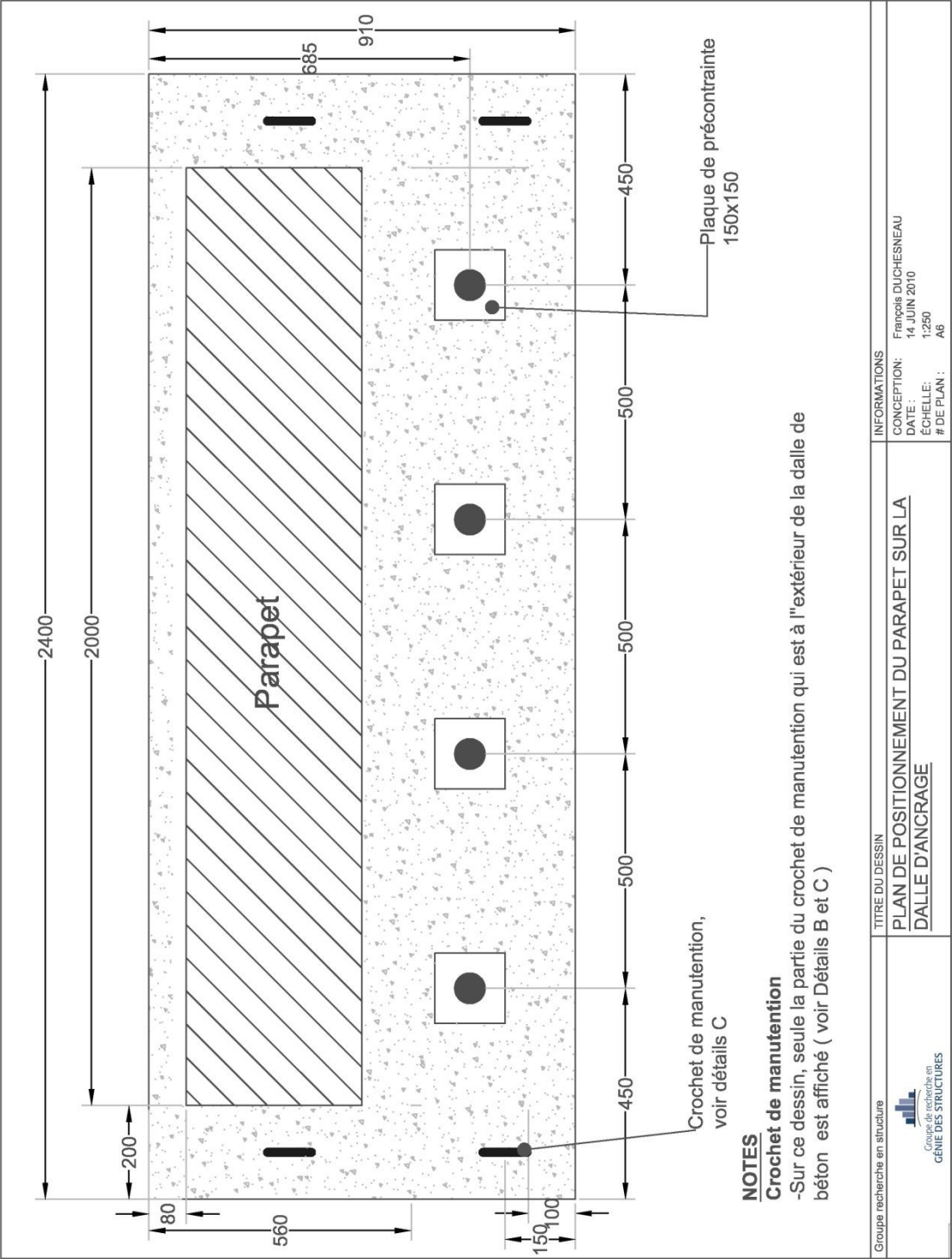


Figure A-6 - Plan de positionnement du parapet sur la dalle d'ancrage

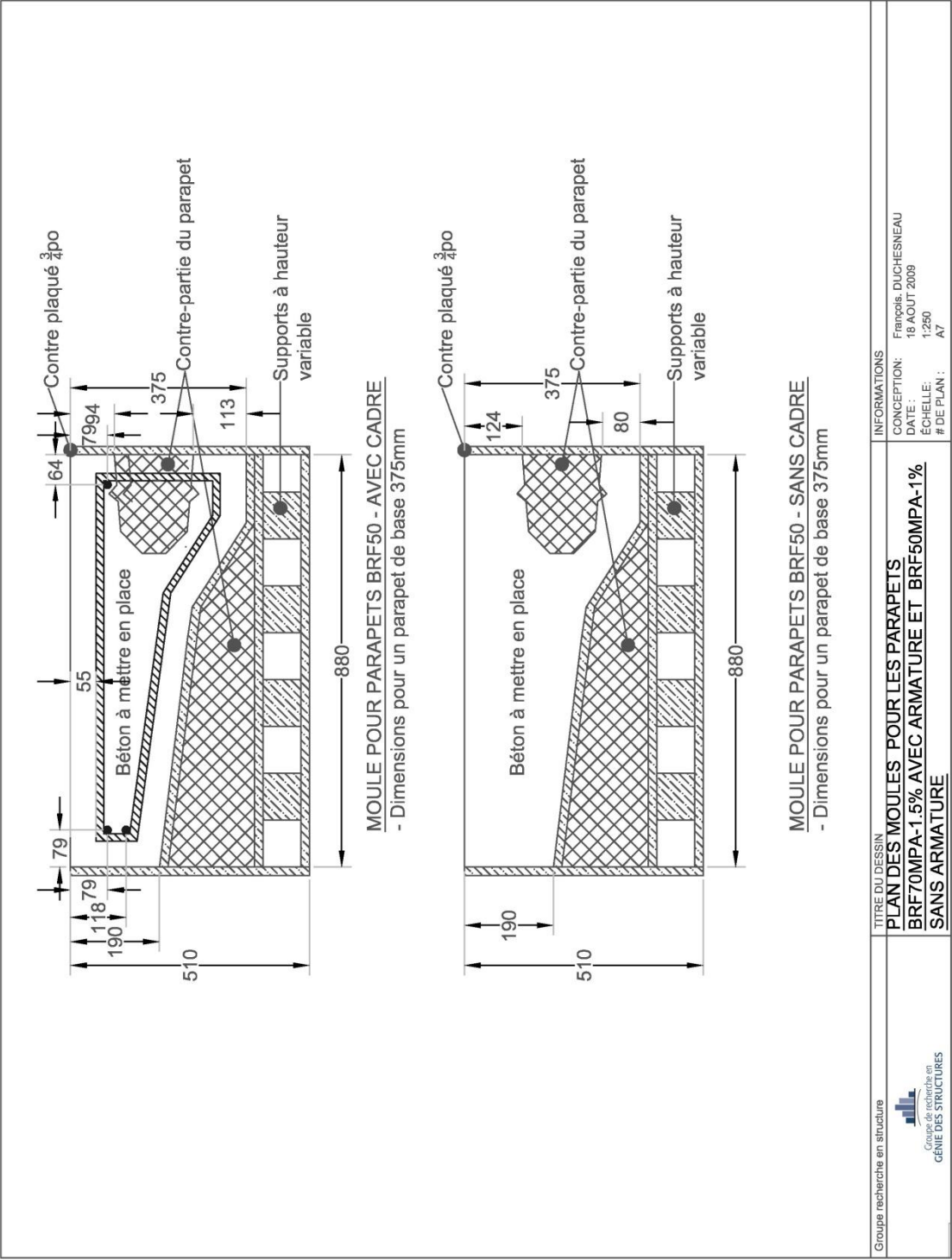


Figure A-7 - Plan des moules pour le parapet BRF70Mpa-1.5% avec armature et le parapet BRF50Mpa-1% sans armature

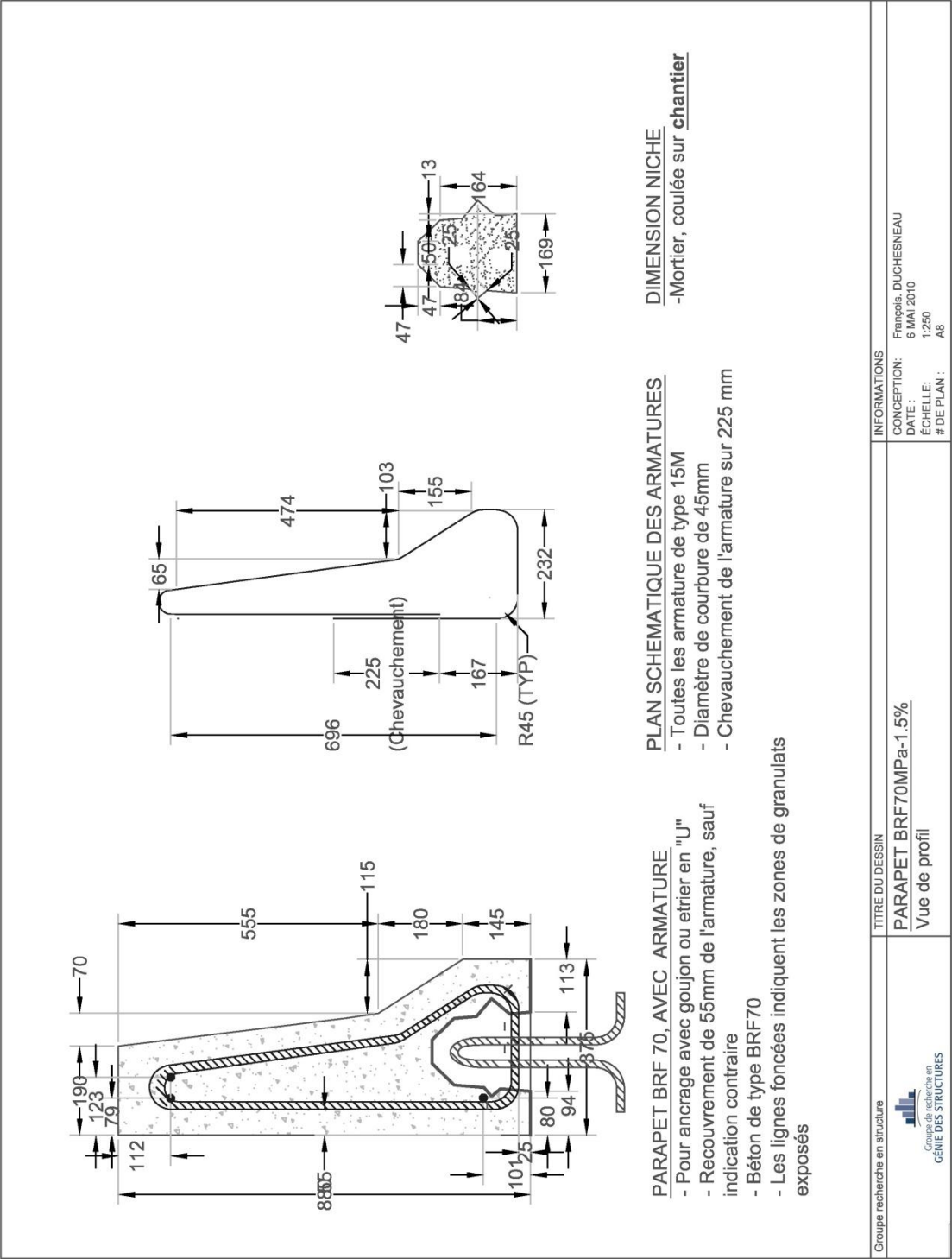


Figure A-8 – Plan de profil du parapet BRF70MPa-1.5%

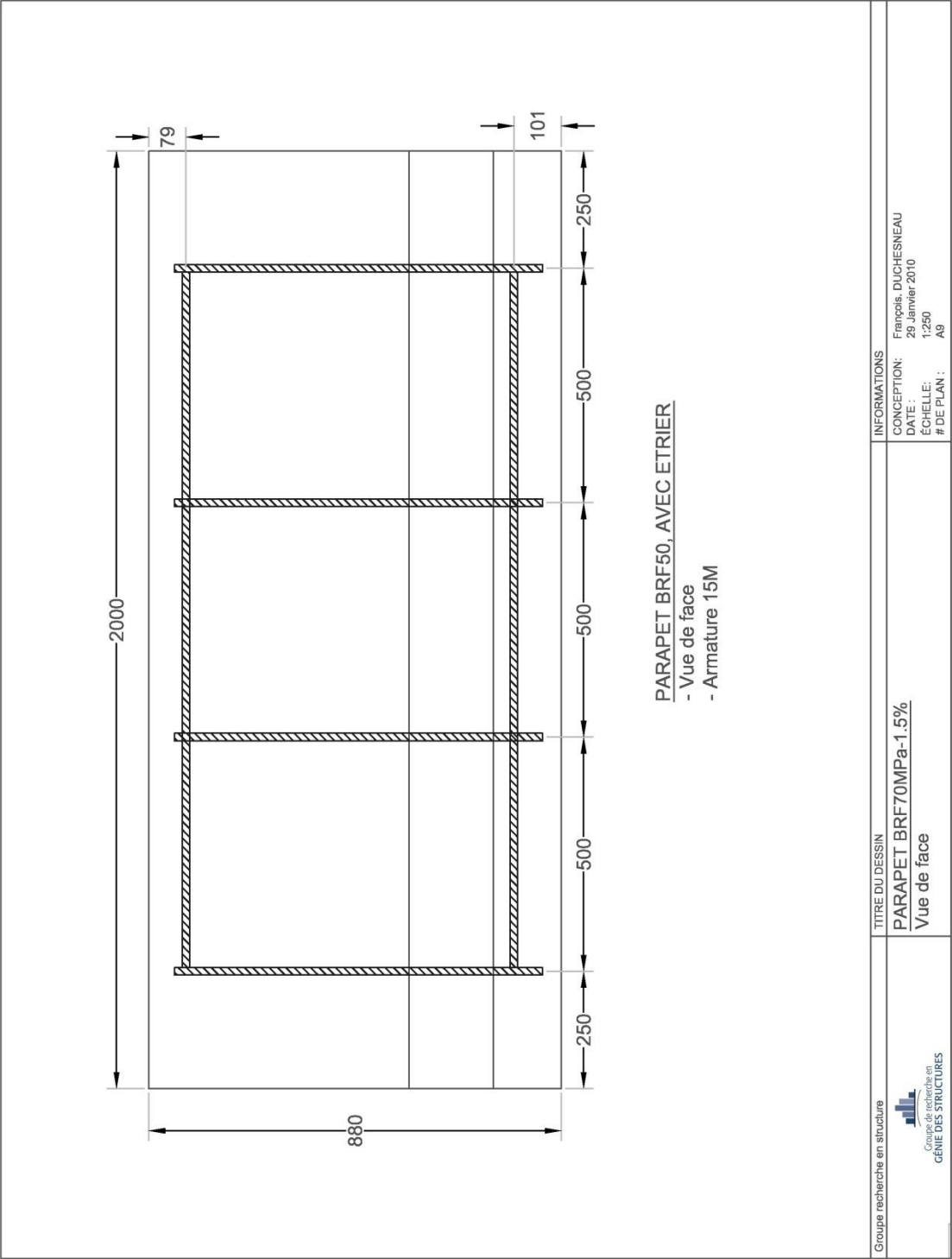


Figure A-9 - Plan de face du parapet BRF70MPa-1.5%

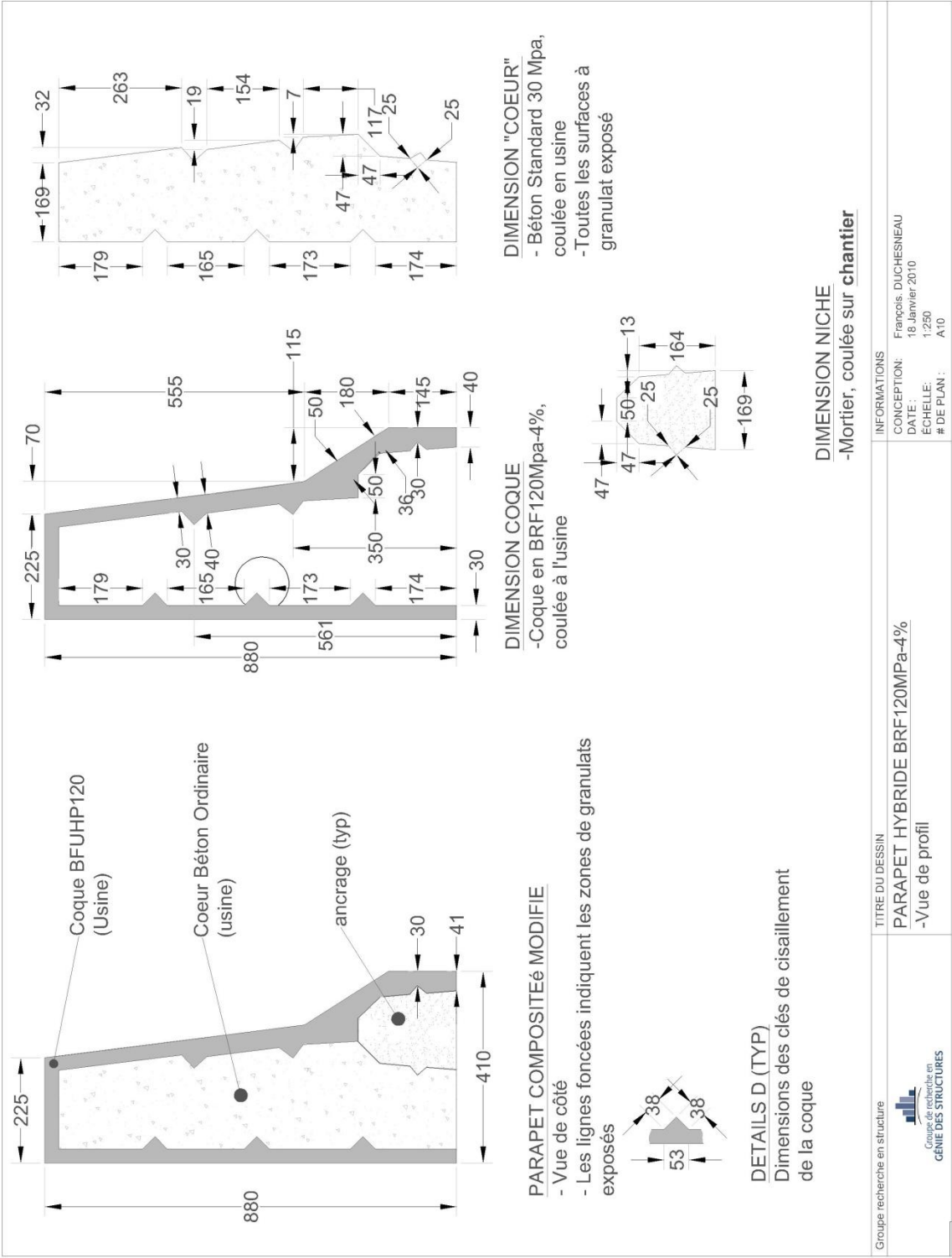


Figure A-10 - Plan de profil du parapet hybride BRF120MPa-1.5%/BO35Mpa

ANNEXE B PROCÉDURE D'ESSAIS ET PLAN D'INSTRUMENTATION

Dans cette annexe, les grilles de procédure pour la mise en place des montages et l'exécution des essais statiques et dynamiques sont présentées. Les plans détaillés du positionnement de l'instrumentation de mesure sont également exposés.

Tableau B-1 - Procédure d'essais statique

#	Étape	Notes	Statuts
1	Dalle de retenue	Précontrainte, 2x 400kN	
2	Dalle d'ancrage		
2.1	(Goujon) perçage+Nettoyage des trous	h=175mm	
2.2	(Goujon) Installation Goujons		
2.3	Précontrainte de la dalle	Précontrainte, 4x @ 400kN	
2.4	Installation thermocouple	1 x, au centre	
2.5	Installation jauge extensométrie	2 x, sur les barres du centre	
3	Préparation Parapet		
3.1	Perçage des trous pour P1 et P2	mèche 1/4 po	
3.2	Enlever écaillage	Avec ciseau à froid	
3.3	Nettoyer la niche	jet d'air + aspirateur	
4	Mise en place du Parapet		
4.1	Nettoyage de la zone d'ancrage	jet d'air + aspirateur	
4.2	Installation d'un coffrage pour mortier	h= 3/4po	
4.3	Mortier+ déposé parapet	h=2mm	
4.4	Pose des plaques+tuyau pour l'injection	Vis à béton 2po	
4.5	Injection du mortier	Niche = 64 L	
5	Injection de l'interstice entre les deux dalles		
6	Installation des Capteurs		
6.1	P1/P2	Décollement de l'interface	
6.2	L1	Déplacement du parapet (N-S)	
6.3	L2	Déplacement de la dalle (N-S)	
6.4	L3	Ouverture de fissure, devant parapet	
6.5	L4	Ouverture de fissure, devant parapet	
6.6	L5	Soulèvement du parapet	
6.7	L6	Ouverture de fissure, devant parapet	
6.8	L7	Déplacement du parapet (N-S)	
6.9	L8	Déplacement de la dalle (N-S)	
6.10	L9	Déplacement du parapet, vis-à-vis la charge	
6.11	L10	Ouverture de fissure, à l'arrière du parapet (E-O)	
6.12	L11	Ouverture de fissure (niche Sud)	
6.13	L12	Ouverture de fissure (niche Nord)	

6.12	Branchement au système d'acquisition		
7	Test du parapet		
7.1	Nouveau fichier + mise à 0		
7.2	Positionnement du vérin		
7.3	Préchargement	@ 10 kN	
7.4	Chargement du spécimen	0.02mm/sec	
7.5	Arrêt de l'essai	75 % F postpic ou 35 mm flèche	
7.6	Sauvegarde des données		
8	Test des échantillons de matériaux		
8.1	Test des Dallettes		
8.2	Test des "os"		
8.3	Test des cylindres		
9	Démontage du parapet + dalle		

Tableau B-2 - Procédure d'essais dynamique

#	Étape	Notes	Statuts
1	Dalle de retenue	Précontrainte, 2x 400kN	
1.1	Plastique entre les dalles	Pour le coulis	
2	Dalle d'ancrage		
2.1	Précontrainte de la dalle	Précontrainte, 4x @ 400kN	
2.2	Installation jauge extensométrie	2 x, sur les barres du centre	
3	Préparation Parapet		
3.1	Perçage des trous pour P1 et P2	mèche 1/4 po	
3.2	Enlever écaillage	Avec ciseau à froid	
3.3	Nettoyer la niche	jet d'air + aspirateur	
4	Mise en place du Parapet		
4.1	Nettoyage de la zone d'ancrage	jet d'air + aspirateur	
4.2	Installation d'un coffrage pour mortier	h= 3/4po	
4.3	Mortier+ déposé parapet	h=2mm	
4.4	Pose des plaques+tuyau pour l'injection	Vis à béton 2po	
4.5	Injection du mortier	Niche = 64 L	
5	Injection de l'interstice entre les deux dalles		
6	Installation des Capteurs		
6.1	P1/P2	Décollement de l'interface	
6.2	L1	Déplacement du parapet (N-S)	
6.3	L2	Déplacement de la dalle (N-S)	
6.4	L3	Ouverture de fissure, devant parapet	
6.5	L4	Ouverture de fissure, devant	

		parapet	
6.6	L5	Soulèvement du parapet	
6.7	L6	Ouverture de fissure, devant parapet	
6.8	L7	Déplacement du parapet (N-S)	
6.9	L8	Déplacement de la dalle (N-S)	
6.10	L9	Déplacement du parapet, vis-à-vis la charge	
6.11	L10	Ouverture de fissure, à l'arrière du parapet (E-O)	
6.12	L11	Ouverture de fissure (niche Sud)	
6.13	L12	Ouverture de fissure (niche Nord)	
6.12	Branchement au système d'acquisition		
7	Test du parapet		
7.1	Nouveau fichier + mise à 0		
7.2	Positionnement du vérin		
7.3	Préchargement	@ 10 kN	
7.4	Test dynamique premier pallié	@ 21.5 kN, inspection endommagement	
7.5	Test dynamique deuxième pallié	@ 53.5 kN, inspection endommagement	
7.6	Test dynamique troisième pallié	@ 110 kN, inspection endommagement	
7.7	Test dynamique quatrième pallié	@ 210 kN, inspection endommagement	
7.8	Chargement statique post-dynamique	0.02mm/sec	
7.9	Arrêt de l'essai	75 % F postpic ou 35 mm flèche	
7.10	Sauvegarde des données		
8	Test des échantillons de matériaux		
8.1	Test des Dallettes		
8.2	Test des "os"		
8.3	Test des cylindres		
9	Démontage du parapet + dalle		

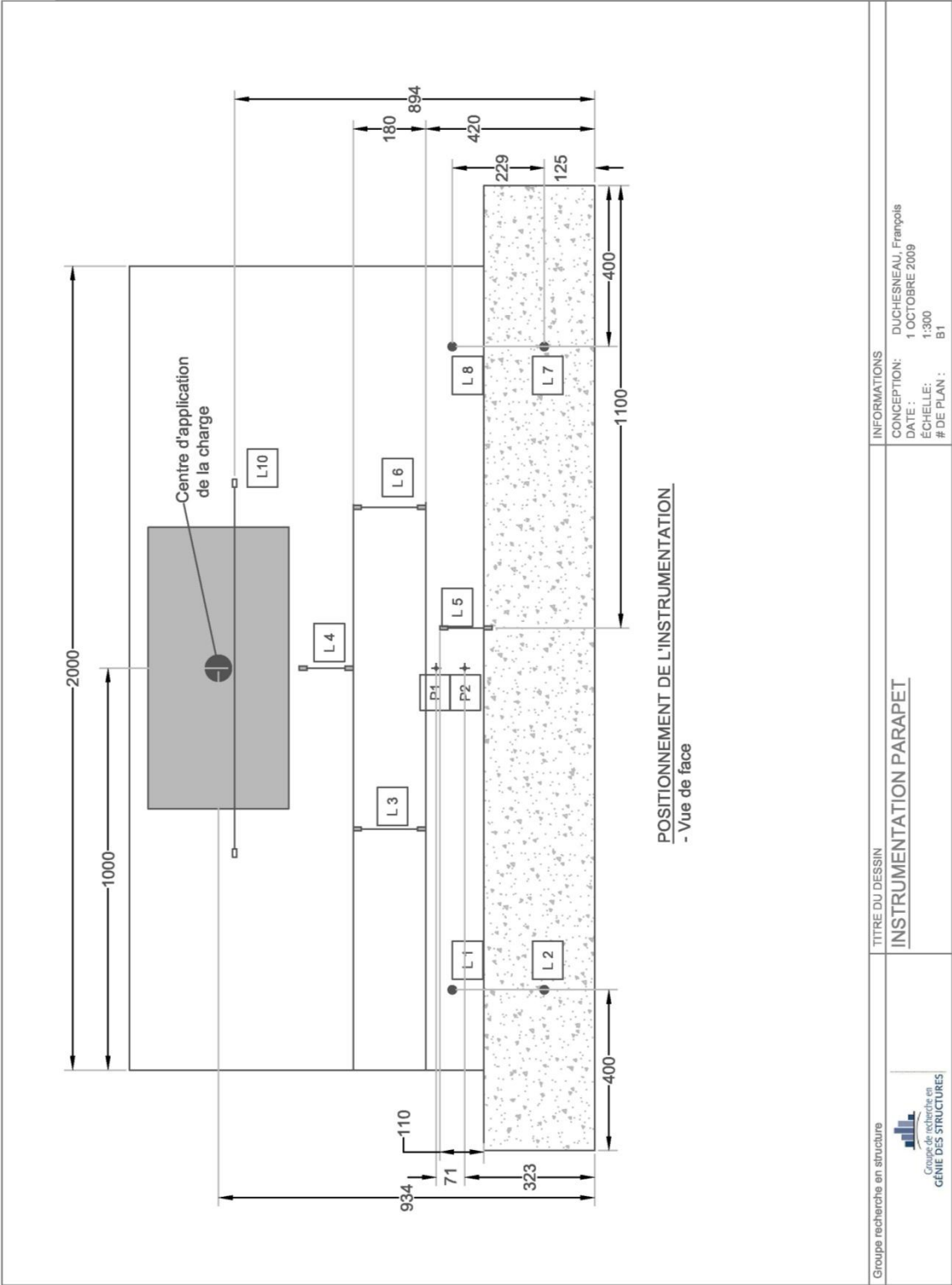


Figure B-1 - Plan d'instrumentation des parapets vue de face

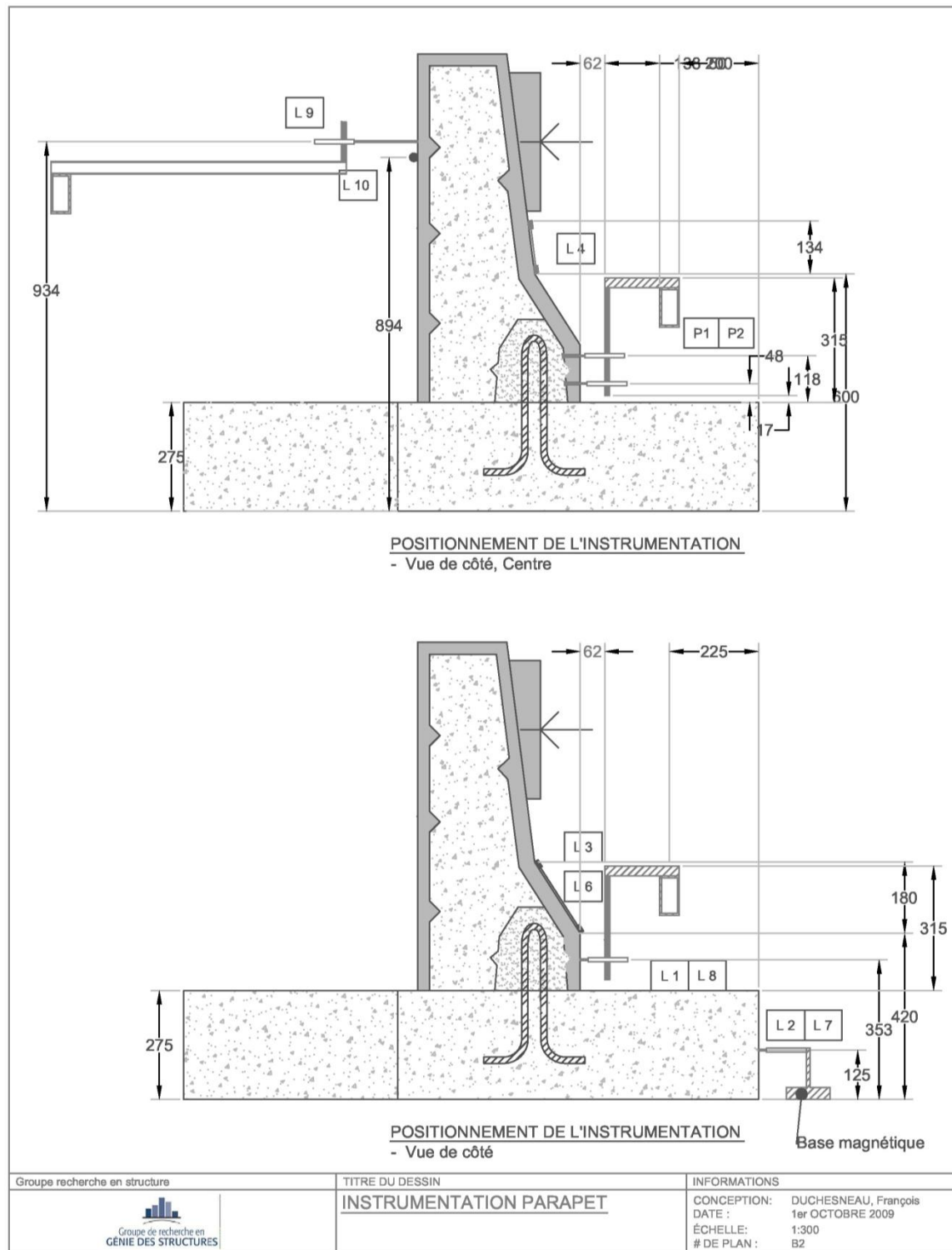


Figure B-2 - Plan d'instrumentation des parapets, vue de profil

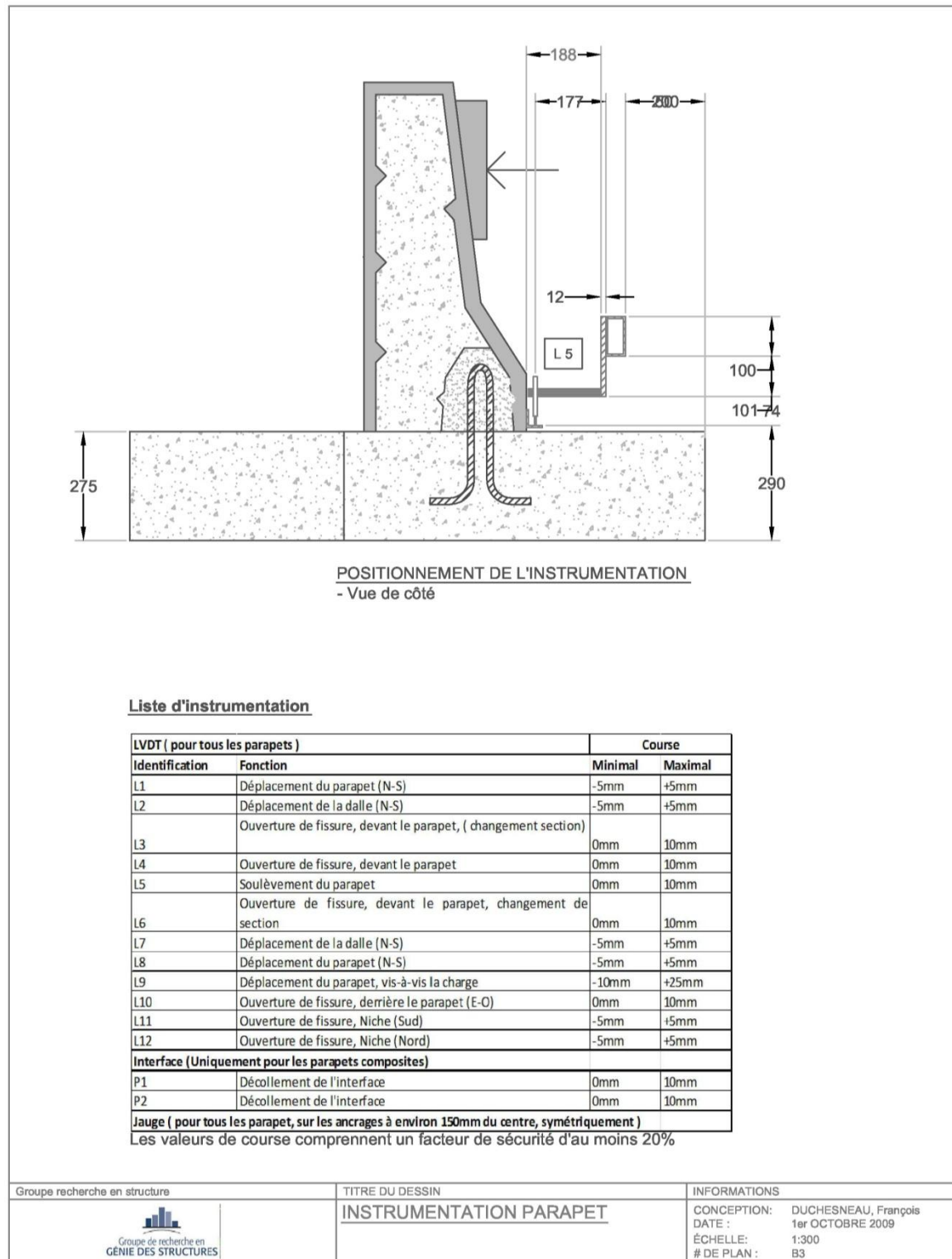


Figure B-3 - Plan d'instrumentation des parapets vue de profil et liste de l'instrumentation

ANNEXE C INFORMATION COMPLÉMENTAIRE POUR MODÈLE D'ÉLÉMENT FINI

Dans cette annexe, les informations complémentaires à ceux donnés au chapitre 3 sur les propriétés mécaniques des matériaux utilisés pour la modélisation en élément fini avec le logiciel Atenant 3D v4 (Červenka, 2009) sont présentées.

C.1. Propriété des bétons

Aux Tableau C-1 et Tableau C-2, les propriétés mécaniques béton et mortiers utilisés pour la modélisation des parapets sont présentés. Deux types de matériaux sont utilisés pour modéliser le comportement des bétons, soit le *3D Non-linear cementious 2* pour les bétons BO40MPa et le BHP50MPa et la *3D Non-linear cementious 2 User* pour les bétons BRF70MPa-1.5%, BRF120MPa-4% et le mortier-1%.

Tableau C-1 - Propriété mécanique des bétons

Property	BO40MPa	BHP50MPa	BRF70MPa-1.5%	BRF120MPa-4%
f_c (MPa)	41.5	50.0	74.0	148.0
f_t (MPa)	2.12	3.0	4.20	9.0
E (MPa)	27 500	31 800	32 960	41 400
ν (-)	0.207	0.200	0.196	0.273
G_f (N/m)	71.6	90.0	-	-

Tableau C-2- Propriétés mécanique des mortiers

Propriété	Mortier-1% - 1 jour	Mortier-1% - 2 jours	Mortier-1% - 3 jours	Mortier-1% - 7 jours
f_c (MPa)	36.0	46.8	52.7	65.2
f_t (MPa)	3.00	3.42	3.63	4.04
E (MPa)	22 100	26 000	27 500	28 700
ν (-)	.236	2.17	.212	.207

Pour les matériaux de type *3D Non-linear cementious 2 User*, il est possible de paramétrer la résistance en traction des bétons en introduisant la courbe post-pic obtenue lors des tests de traction directe. La procédure de calibration de la fonction de traction est expliquée en détail dans Beaurivage (2009). Le Tableau C-3 présente les valeurs de la fonction de traction pour les différents bétons fibrés utilisés. Les valeurs de la colonne ω/L_{ch} doivent être divisées par la valeur de L_{ch} avant d'être introduit dans le logiciel Atena. Comme Beaurivage (2009) le suggère, la valeur de L_{ch} doit être plus petite ou égale à la plus petite maille du maillage des macroéléments auxquelles le matériel *3D Non-linear cementious 2 User* est associé. Avant d'utiliser ce type de matériel sur un modèle complexe, il est conseillé de valider le comportement du matériau en reproduisant l'essai de traction directe sur os. Dans le cadre de ce projet, les fonctions paramétrables pour la résistance à la compression et la résistance au cisaillement n'ont pas été modifiées.

Tableau C-3 - Fonction de traction pour les bétons fibrés a) BRF70MPa-1.5% b) BRF120MPa-4% c) Mortier-1%

ω/L_{ch} (mm/mm)	σ_t/f'_t (MPa/MPa)
0	1
0.02639	0.8776
0.03955	0.8816
0.05425	0.8271
0.11095	0.877
0.1883	0.7977
0.20545	0.8076
0.2226	0.8071
0.2758	0.8106
0.3955	0.7897
1.106	0.5346
2.191	0.2878
4.165	0.1214

a)

ω/L_{ch} (mm/mm)	σ_t/f'_t (MPa/MPa)
0.000	8.100
0.182	8.767
0.248	8.836
0.454	8.976
0.582	8.952
0.750	8.567
1.016	7.744
1.316	7.082
2.020	5.914
2.720	3.880
3.540	2.180
5.020	0.763

b)

ω/L_{ch} (mm/mm)	σ_t/f'_t (MPa/MPa)
0.0000	1
0.0001	0.98034267
0.0001	0.96260225
0.0016	0.82693106
0.0042	0.63777699
0.0075	0.43594703
0.0108	0.27930136
0.0141	0.16151223
0.0215	0

c)

C.2. Lois d'adhérence des armatures

L'adhérence des barres d'armatures des ancrages en U et avec goujons à été modélisé à l'aide d'un matériel de type *bond for reinforcement*. Le logiciel Atena permet la génération automatique d'une approximation de la loi d'adhérence du CEB en fonction de la résistance du béton, du type de barre d'armature, du confinement et de la qualité de l'adhérence de l'armature. Dans le cas de ce projet, le facteur faisant varier la loi d'adhérence est le paramètre f_{cu} . Ce paramètre doit être pris égal à la résistance en compression du mortier. Le Tableau C-4 présente les paramètres d'entrée à introduire dans le logiciel Atena 3D pour générer la loi d'adhérence.

Tableau C-4 - Paramètres d'entrées pour la loi d'adhérence des barres d'armature

Générateur	CEB-FIB Model code 1990
f_{cu}	f'_{cu} (mortier)
Type de barre d'armature	nervuré
Confinement	Confiné
Qualité de l'adhérence	Bonne